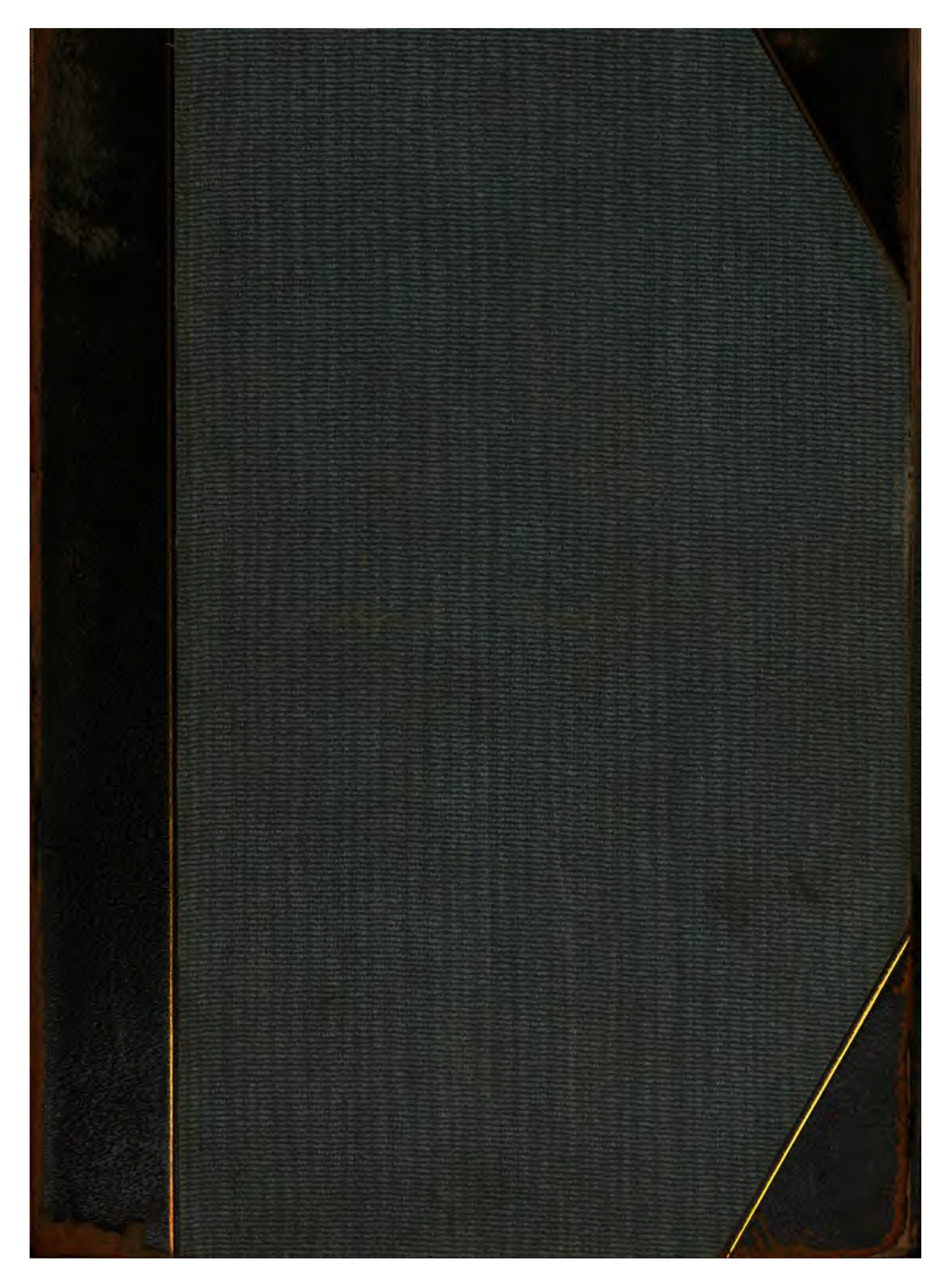




1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING



HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

HANDBUCH
FÜR
EISENBETONBAU
IN VIER BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON
DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER
K. K. OBERBAURAT IN WIEN

VIERTER BAND
BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM HOCHBAU UND BAUGESETZE



BERLIN 1909
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

BAUAUSFÜHRUNGEN AUS DEM HOCHBAU UND BAUGESETZE

VIERTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

ERSTER TEIL:

DIE SICHERHEIT GEGEN FEUER, BLITZ UND ROST :: INNERER AUSBAU :: TREPPEN :: KRAGBAUTEN :: DACHBAUTEN :: KUPPELGEWÖLBE

BEARBEITET VON

R. SALIGER :: W. KNAPP :: G. THURNHERR ::
R. HEIM :: R. KOHNKE

MIT 1408 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1909
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

INHALTSVERZEICHNIS

X. Kapitel: Hochbaukonstruktionen.

Seite

X. Kapitel.
Hochbaukonstruktionen.

a) Die Sicherheit gegen Feuer, Blitz und Rost.

Bearbeitet von Dr. Ing. **R. Saliger**, Professor der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

I. Begriff der Feuersicherheit.

Die Feuersicherheit der Gebäude hängt nicht bloß von dem die Entstehung und Ausbreitung des Feuers verhütenden Baustoffe und dem Widerstand ab, den dieser gegen seine Zerstörung bietet, sondern auch von den aufgehäuften brennbaren Stoffen, ganz wesentlich aber von den Einrichtungen des Gebäudes selbst und den vorhandenen Schutzmaßregeln. Die internationale Feuerausstellung in London und der damit verbundene Feuerverhütungs-Kongreß (7. bis 10. Juli 1903) faßten die in Betracht kommenden Gesichtspunkte wie folgt zusammen:

> Feuersicherheitstechnik (Bausystem, Bauausrüstung, elektrische Licht- und Kraftanlagen, Heizeinrichtungen); Feuerlöschwesen; Feuertelegraphenwesen; Rettungsarbeiten; Samariterdienst; Wasserversorgung; Versicherung und Feuerpolizei; Gesetzgebung und Statistik.[1])

Von diesem umfangreichen Gebiet kann hier nur der Baustoff in Betracht gezogen werden, und zwar insbesondere das Verhalten des Eisenbetons.

Feuerfeste (fire-proof) Baustoffe in dem Sinne, daß sie allen Einflüssen einer heftigen Feuersbrunst ohne Schaden widerstehen, gibt es nicht; die Bezeichnung feuerfest ist daher zu verwerfen, und es wird nur von feuersicheren (fire resisting) Baustoffen die Rede sein können.

Neben der Eigenschaft der Unverbrennlichkeit sind die Bewahrung des Zusammenhangs und der Festigkeit, das elastische Verhalten, die Widerstandsfähigkeit gegen Zerspringen und starke Stöße durch herabfallende Gegenstände, das Verhalten unter der Einwirkung kalten Wassers auf das erhitzte Material, das Wärmeleitungsvermögen usw. von höchster Wichtigkeit. Je nachdem ein Baustoff oder eine Konstruktion die genannten Eigenschaften in mehr oder weniger vorteilhafter Weise in sich vereinigt, wird der Grad der Feuersicherheit zu bewerten sein. Da die Ansprüche in dieser Richtung je nach dem Bauwerk (Theater und Warenhaus, Fabrik, Vorstadtvilla) verschieden sind, ist eine Klassifizierung geboten. Die Feuersicherheitsnormen des britischen Feuerverhütungs-Ausschusses (British Fire Prevention Committee)[2]) setzen für Fußböden und Decken, für Wände und Türen 3 Klassen der Feuersicherheit fest: 1. die zeitweise, 2. die teilweise und 3. die volle Feuersicherheit. Die näheren Umstände für die Erprobung sind in der Tabelle I übersichtlich zusammengestellt.

---

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 82.

[2]) Publications of the British Fire Prevention Committee Nr. 82 (The Standards of the Fire Resistance. London 1908).

Tabelle I. Feuersicherheitsgrade.

		1. Zeitweiser Schutz		2. Teilweiser Schutz		3. Voller Schutz	
		Klasse A	Klasse B	Klasse A	Klasse B	Klasse A	Klasse B
Geringste Versuchsdauer (in Minuten)		45	60	90	120	150	240
Mindesttemperatur (Grad Celsius) . .		816	816	982	982	982	982
Zeit für das Bespritzen mit Wasser (in Minuten)		2	2	2	2	2	5
Decken	Belastung kg/m²	beliebig	beliebig	546	820	1094	1367
	kleinste Versuchsfläche m²	9,3	18,6	9,3	18,6	9,3	18,6
Wände	Dicke in cm	5,1 und weniger	beliebig	6,3 und weniger	beliebig	6,3 und weniger	beliebig
	kleinste Versuchsfläche m²	7,4	7,4	7,4	7,4	7,4	7,4
Einzeltüren	Dicke in cm	5,1 und weniger	beliebig	6,3 und weniger	beliebig	6,3 und weniger	beliebig
	kleinste Versuchsfläche m²	1,86	1,86	1,86	1,86	2,32	2,32

In der gegenwärtigen Versuchsstation des britischen Komitees in London werden gemauerte Erprobungshütten verwendet, in welche die zu erprobenden Decken, Wände und dergl. eingebaut sind. Die Feuerung erfolgt durch Gas; jede Hütte hat Beobachtungslöcher; die Belastung der Decken geschieht mit Ziegeln oder Eisenbarren; zur Wasserbespritzung dient eine Handpumpe; die Temperaturmessung wird selbsttätig durch ein elektrisches Pyrometer (bis 1316° C.) besorgt.[1])

2. Verhalten des Eisens im Feuer.

Das im Eisenbetonbau zur Verwendung gelangende Schweiß- und Flußeisen bleibt nur bis zu einer Temperatur von etwa 600° C. zur Not tragfähig; im allgemeinen ist Schweißeisen widerstandsfähiger als Flußeisen. Bezeichnet man die Zugfestigkeit des Schweißeisens bei 20° C. mit $K_z = 100$, so beträgt:[1])

bei	100	200	300	400	500	600	700	800	1000° C.
$K_z =$	104	112	116	96	76	42	25	15 vH.	Schmelzpkt.

Für Flußeisen gibt Tabelle II Aufschluß:[2])

Bei niederen Temperaturen (50° C.) ist die geringste Zugfestigkeit 3800 kg/cm²; die größte ergibt sich bei 240° C. mit 5150 kg/cm², die kleinste Dehnung bei 160° C. mit 19 vH., die kleinste Einschnürung bei 280° C. mit 23 vH. (Blaubrüchigkeit).

Die Tabelle II zeigt, daß Erhitzungen bis 400° C. die Festigkeitseigenschaften des Eisens nicht wesentlich schädigen, daß aber Temperaturen über 600° C. die Trag-

[1]) Publications of the British Fire Prev. Com. Nr. 65 (The Testing Arrangements).

[2]) Hütte, 20. Aufl., Berlin 1908, Teil I S. 396, Versuche von Martens und Rau bis 600° C.

Tabelle II. Flußeisen.

Temperatur ° C.	— 20	+ 20	100	200	300	400	500	600	800	1000	1400°
Zugfestigkeit kg/cm²	4100	3850	3950	5100	4750	3300	1900	1070	400	0	Schmelzpkt.
Zugfestigkeit in vH.	103	100	101	131	123	86	49	28	10	0	—
Elastizität t/cm² . .	2070	2070	2010	1950	1880	1790	1510	1340	.	.	.
Dehnung in vH. . .	37	37	22	19	23	45	66	99	.	.	.
Einschnürung in vH.	57	58	51	41	23	56	78	91	.	.	.

fähigkeit normal beanspruchter Eisenbauteile in Frage stellen und deren Einsturz herbeiführen werden. Mit Rücksicht auf die bei Feuersbrünsten entstehenden hohen Wärmegrade (1000 bis 1200° C. im Maximum) ist demnach das ungeschützte Eisen nur in bescheidenstem Maße feuersicher. So stürzte die aus Schindeln bestehende, auf eisernen Bindern und Pfetten ruhende Dachhaut der Turbinenanlage von Chèvre bei Genf (8. September 1898) vollständig ein und zerstörte die Maschinen. Bei der Feuersbrunst in Stockport in England wurde ein Fabrikgebäude in massiver Bauweise zerstört, weil die eisernen Säulen und Unterzüge nicht geschützt waren.[1]) Die gleiche Beobachtung ist bei zahlreichen anderen Bränden, z. B. in Baltimore 1904, San Francisco 1906 usw. gemacht worden.

3. Verhalten des Zementmörtels und Betons im Feuer.

a) Die Feuerbeständigkeit.

Vom wissenschaftlichen Standpunkt ist Zementmörtel und Beton nicht feuerbeständig, und zwar um so weniger, je fetter, dichter und jünger das Material ist. Die Ursache dieser Erscheinung besteht darin, daß in der Hitze das Hydratwasser ausgetrieben und dadurch die Bindekraft des Zementes aufgehoben wird. Von wesentlichem Einfluß ist hierbei jedoch die Güte des Bindemittels. Portlandzement, bei 1500° C. hergestellt, ist den anderen Mörtelbildnern weit überlegen, da Roman-Zement, Puzzolan-Zement und hydraulische Kalke, überhaupt solche Zemente, die bei niederen Temperaturen erbrannt sind, bei großer Hitze ihr Volumen vergrößern und die Massen zersprengen.

Reiner erhärteter Portlandzement erleidet bei Temperaturen von 100° C.[2]) keinerlei Einbuße an Festigkeit und verträgt noch 200 bis 300° ohne Schaden. Der zur Ausmauerung eines Ofens der Vancouver Portland Cement Co. in Tod Inlet (Brit.-Columbia) verwendete Portlandzement soll nach fünfwöchentlichem Betrieb bei 1100 bis 1200° C. so fest gewesen sein, daß er nur mit Hammer und Meißel von den eisernen Wänden getrennt werden konnte.[3]) Die mit Portlandzementmörtel angestellten Laboratoriumsversuche ergaben sehr verschiedene Resultate. Frühling[2]) setzte normengemäß hergestellte Probekörper einer 6 bis 7 Stunden dauernden Rotglühhitze aus; die verbleibende Zugfestigkeit betrug dann noch etwa 30 vH. der ursprünglichen; auch zerfielen die Probekörper im Laufe der Zeit nicht. — Dobie[4]) untersuchte Zementkörper von den Mischungen 1 : 1, 1 : 2 und 1 : 3, nachdem sie Temperaturen von 550 bis 970° C. ausgesetzt gewesen waren. Er fand Verminderungen der Zugfestigkeit auf 10 vH. der ursprünglichen, sowie daß sie nach einigen Tagen an der Luft oder

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 78 u. 80.
[2]) Protokoll des Vereins der Portlandzementfabrikanten 1881, S. 50.
[3]) Eng. Record 1907, Nr. 1, S. 28.
[4]) Tonindustrie-Zeitung 1897, S. 162.

beim Eintauchen in Wasser zerfielen. — In der mechanisch-technischen Versuchsanstalt zu Charlottenburg[1]) mit 28 Tage alten Würfeln von 10 cm Kantenlänge und der Mischung 1 : 5 angestellte Feuerproben (1 Stunde langsame Anwärmung und sodann 3 Stunden Rotglühhitze) mit nachträglicher, teilweise langsamer Abkühlung an der Luft, teilweise rascher Abkühlung durch Eintauchen in Wasser, ergaben eine Verminderung der Druckfestigkeit um nur 6 bis 39 vH. — Sutcliffe[2]) teilt über Versuche mit Probekörpern, die einer intensiven Hitze ausgesetzt und dann im Wasser abgekühlt wurden, mit, daß reiner Portlandzement nach der Erhitzung noch 20 vH., Mörtel im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement und 1 Teil Sand 21 vH., im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement und 3 Teile Sand noch 18, 1 und 5 Sand 20, 1 und 4 Schlacke 21, 1 und 4 feuerfeste Ziegel 37, 1 und 4 Bimsstein 40 und 1 und 4 Kokskleın noch 56 vH. der ursprünglichen Zugfestigkeit bewahrt hatten.

Prof. Woolson[3]) von der Columbia-Universität in New-York hat in den letzten Jahren ausgedehnte Versuche über die Feuerbeständigkeit des Betons angestellt, deren Zweck die Beantwortung der Fragen war: 1. Bei welcher Temperatur beginnt der Beton seine Festigkeit zu verlieren? 2. Welcher Zusammenhang besteht zwischen der Abnahme der Festigkeit und der Vermehrung der Hitze? 3. Welchen Einfluß haben die verschiedenen Temperaturen auf die elastischen Eigenschaften des Betons? — Bei einer der durchgeführten Versuchsreihen wurden Würfel von 10,2 cm Kantenlänge und Prismen mit den Abmessungen 15,2 × 15,2 × 35,6 cm verwendet, die aus 1 Teil Portlandzement und 2 Teilen Sand und 4 Teilen Steinschlag bestanden. Die Erhitzungen erfolgten in Gasöfen, deren Temperatur von 260° C. bis 1232° C. in Stufen von je 139° C. gesteigert wurde. Die Erhitzung bei 260° währte 45 Minuten und bei jeder höheren Stufe 30 Minuten länger bis insgesamt 4 Stunden 35 Minuten. Nach der Erhitzung wurden die Proben, deren Alter 33 bis 56 Tage betrug, an der Luft abgekühlt. Die Erprobung des Grünsteinbetons zeigte bis 399° C. Erhitzung (Dauer 75 Minuten) keine Verminderung der Druckfestigkeit; die Oberfläche war mit feinen Rissen bedeckt. Nach 954° C. (Dauer $3^1/_4$ Stunden) ergab sich noch eine Druckfestigkeit von 60 vH. der ursprünglichen. Nach der Erhitzung auf 1232° C., die $4^1/_4$ Stunden gewährt hatte, besaß der Beton noch 22 vH. der ursprünglichen Festigkeit; hierbei waren die Probewürfel zum Teil geschmolzen. — Die Versuche mit Kalksteinbetonwürfeln[4]) zeigten nach der 45 Minuten währenden Erhitzung von 260° C. eine Verminderung der Druckfestigkeit um 25 vH. Diese Festigkeit hielt sich bis 399° C. (Dauer 75 Minuten), doch zeigten die Proben ein zerbrechliches Aussehen. Nach den Erhitzungen auf 1093° C. zerfielen die Würfel beim Abkühlen, während die Temperatur von 954° C. ($3^1/_4$ Stunden) eine Festigkeitsverminderung um 65 vH. erzeugt hatte.

In der Tabelle III ist die Abnahme der Druckfestigkeit dargestellt.

Die mit den erwähnten Prismen vorgenommenen Prüfungen ihres elastischen Verhaltens erwiesen durchweg eine bedeutende Abnahme des Elastizitätsmaßes E, wie die Tabelle IV zeigt.

Hierin bedeutet t die Temperatur, bis zu welcher die Proben innerhalb der oben erwähnten Zeiträume erhitzt waren; σ ist die Pressung, für welche $E = \frac{\sigma \cdot l}{\Delta l}$ ermittelt

---

1) Mitteilungen der Kgl. mech.-techn. Versuchsanstalt Charlottenburg 1894.

2) Sutcliffe, Concrete, its nature and use.

3) Siehe Proceedings of the American Society for Testing Materials, Philadelphia, Pa., 1905, Vol. 5 (Bericht von Prof. Woolson über „Investigation of the effect of heat upon the crushing strength and elastic properties of concrete" mit anschließender Diskussion von Lesley, Kent, Humphrey, Sabin, Lakell, Tompson usw.).

4) Sehr fester blauer Kalkstein mit wenig $CaCO_3$, sogenannter Tompkins stone vom Hudson River.

Tabelle III. Druckfestigkeit des Betons nach Woolson.

$t =$	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	° C.
k_1	136	136	136	134	128	120	113	103	92	82	71	57	39	kg/cm²
	100	100	100	99	94	88	83	78	67	60	52	42	29	in vH.
k_2	128	110	99	90	81	75	68	63	56	52	.	.	.	kg/cm²
	100	86	77	70	63	58	53	49	44	41	.	.	.	in vH.

k_1 Druckfestigkeit des Eruptivgesteinbetonwürfels nach der Erhitzung auf t° C.,
k_2 Druckfestigkeit des Kalksteinbetonwürfels nach der Erhitzung auf t° C.

Tabelle IV. Elastizität des Betons nach Woolson.

	t° C.	σ	E	σ	E	σ	E	k
Eruptiv-gesteinbeton	nicht erhitzt	14,1 kg/cm²	243 000	42,3 kg/cm²	151 000	70,5 kg/cm²	120 000	120
	260		56 000		63 000		70 000	120
	399		32 000		35 000		.	71
	538		9 900		13 200		.	63
	677		6 100		8 600		.	60
Kalksteinbeton	nicht erhitzt	14,1 kg/cm²	210 000	42,3 kg/cm²	140 000	70.5 kg/cm²	106 000	100
	260		72 000		53 000		51 000	97
	399		25 000		15 000		22 000	81
	538		11 000		17 000		.	71
	677		5 300		8 400		.	56

ist; l betrug 30,5 cm; Δl sind die totalen Verkürzungen; die elastischen Zusammendrückungen machten 80 bis 60 vH. der totalen aus und waren prozentual um so kleiner, je größer die Erhitzung gewesen war. k ist die ermittelte Druckfestigkeit der Prismen.[1]) — Die Abnahme des Elastizitätsmaßes E ist nach diesen Versuchen eine auffallend große.

Von Bedeutung ist die Frage, wie sich die verschiedenen Betonsorten unter der Einwirkung der Hitze verhalten. Zu diesem Zwecke sind von der British Fire Prevention Committee und von der American Society for Testing Materials Vergleichsversuche über Sand-, Kies-, Kalkstein-, Granit-, Schlacken-, Ziegelbrocken- und Klinkerbeton angestellt worden. Die Erprobungen bezogen sich auf Decken, Wände und Betonbretter und wurden in eigenen Versuchshäuschen bis 982° C. Hitze während 3 Stunden mit nachheriger Abkühlung durch einen 3 Minuten dauernden Wasserstrahl vorgenommen.[2]) Die daraus gewonnenen Erfahrungen sind an späterer Stelle mitgeteilt.

Von bemerkenswerten Vergleichsversuchen mit verschiedenen Betonmischungen seien hier noch jene Prof. Woolsons an Würfeln von 17,8 cm Kantenlänge und an Prismen von 15,2 × 15,2 × 35,5 cm erwähnt.[3]) Die zwei Monate alten Würfel (Mischung 1 : 6) wurden auf 816° erhitzt und bezüglich ihrer Druckfestigkeit erprobt. Hierbei ergaben sich folgende Festigkeiten in kg/cm² (zwei bis fünf Tage nach der Erhitzung):

	Ohne Erhitzung	Nach einstündiger Erhitzung	Nach zweistündiger Erhitzung
Steinschlagbeton	173 bis 178	119 bis 125	71 bis 84
Kiesbeton	118 „ 122	In Stücke zerbrochen	In Stücke zerbrochen
Schlackenbeton	77 „ 100	44 bis 56	32

[1]) Siehe Eng. News 1906, S. 725 u. f.
[2]) Eng. News 1906, Vol. 55, S. 603. Bericht über Versuche mit Themseschotter- und Schlackenbeton.
[3]) Eng. News 1907, Vol. 58, S. 166 u. f.

β) Das Wärmeleitungsvermögen des Betons.

Die Laboratoriumsversuche mit Betonkörpern haben den Beweis erbracht, daß große Hitze die Festigkeit und die Elastizitätszahl zum Teil wesentlich herabsetzt. Offenbar ist die Verminderung der Güte um so stärker, je kleiner die Probe ist, und zwar deshalb, weil die zerstörende Wirkung des Feuers von der Oberfläche nach dem Inneren fortschreitet. Diese Erscheinung ist aber wesentlich vom Wärmeleitungsvermögen des Betons abhängig.

Im Gegensatz zu den Metallen ist die Leitungsfähigkeit des Betons an sich gering; hierzu tritt noch der günstige Umstand, daß die Massen viel bedeutender, bei armiertem Beton immer noch 20 bis 40 und mehr mal so groß als bei gleich tragfähigem Eisenbau sind. Im ganzen ist die Leitungsfähigkeit des Betons der von natürlichen Steinen gleich und etwas größer als bei Ziegelmauerwerk; doch spielt die Zusammensetzung des Betons, insbesondere die Beschaffenheit des Steinmaterials eine wichtige Rolle. Das Leitungsvermögen des Holzes dagegen ist bedeutend geringer als das der übrigen Aufbaustoffe.

Bei den von Grut ausgeführten Versuchen über die Feuersicherheit[1]) wurden hohlzylindrische Betonkörper (Mischung $1 + 1^1/_2 + 1^1/_2$ und $1 + 2 + 3$) von 14 cm Innendurchmesser, 10 cm Wandstärke und 51 cm Länge, 3 Monate alt, verwendet. In der Zylinderwand waren 6 Löcher ausgespart, die zum Messen der Temperaturen dienten; ihre Abstände von den Innenflächen betrugen 1, 2, 3, 5, 7 und 9 cm. Die Erhitzung dauerte 8 Stunden und wurde erzeugt, indem in den Hohlraum ein elektrischer Ofen eingeschoben wurde. Die Ergebnisse für den Versuchskörper (Mischung $1 + 2 + 3$) zeigt die Abb. 1. Die Nummern der Kurven bezeichnen die obengenannten Abstände der Meßlöcher vom Innenraum. Die Kurven 2 und 3 bieten besonderes Interesse, weil in Eisenbetonkonstruktionen die Eisenstäbe meist in dieser Einbettungstiefe liegen. Außerdem wurden dann noch besondere Betonwürfel von 52 mm (!) Kantenlänge (Mischung 1 : 3) hergestellt und nach $2^1/_2$ bis 3 Monaten (8 Tage im Wasser, sonst in der Luft) erhitzt und zerdrückt. Die Festigkeiten gibt die Tabelle:

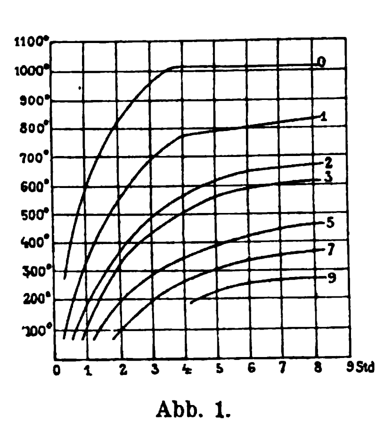


Abb. 1.

Anzahl der Versuche	5	5	5	5	2	2	2	3
Nach Erhitzung auf . . . ° C.	—	100	150	200	300	500	700	1000
Mittlere Druckfestigkeit . kg/cm²	374	370	425	424	379	304	171	47

Die von Prof. Woolson[2]) durchgeführten Wärmeleitungsversuche haben gezeigt, daß Sand- und Kiesbeton am besten, Kalksteinbeton weniger gut, Schlackenbeton am schlechtesten die Wärme fortpflanzt. Bei einer Versuchsreihe benutzte der genannte amerikanische Forscher Betonkörper im Mischungsverhältnis: 1 Teil Portlandzement und 2 Teile scharfen Sand und 4 Teile festen Steinschlag. Die Probeprismen hatten die Abmessungen 16,5 × 20,3 × 34,3 cm und waren mit 7 Löchern versehen, die 2,5, 5,1, 7,6, 10,2, 12,7, 15,2 und 17,8 cm eingriffen und zum Messen der Temperatur in 17,8 bis 2,5 cm Abstand von der Innenseite dienten. Diese Prismen wurden einseitig einer Temperatur von 816° C. durch 5 Stunden hindurch ausgesetzt. Das Fortschreiten der Hitze ist in der Tabelle V dargestellt.

[1]) Teknisk Forenings Tidsskrift (Kopenhagen) 1904, Januar.
[2]) Eng. News 1906, S. 723 u. f.

Tabelle V. Wärmeleitung des Betons.

Eindringtiefe cm	20 Min.	40 Min.	1 Std.	2 Std.	3 Std.	4 Std.	5 Std.
2,5	21	137	254	427	516	565	593° C.
5,1	99 (?)	116	204	404	499	555	593° C.
7,6	105 (?)	120	127	277	388	460	493° C.
10,2	24	99	105	166	304	371	410° C.
12,7	16	27	94	127	215	277	326° C.
15,2	16	24	88	104	199	266	315° C.
17,8	16	24	85	104	149	204	227° C.

Bei einer anderen Versuchsreihe Woolsons[1]) wurden Betonblöcke von 20,3 cm Tiefe, 18,4 cm Höhe und 34,3 cm Länge erprobt. Der verwendete Beton bestand aus drei verschiedenen Mischungen, und zwar aus zerkleinertem Eruptivgestein, aus Quarzsand und aus Schlacke, je im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement und 6 R.-T. Steinmaterial. Von jeder Mischung wurden zwei Betonprismen hergestellt und untersucht. Dieselben erhielten 7 Löcher, die bis zu Entfernungen von 1,3, 2,5, 5,1, 7,6, 10,2, 12,7 und 15,2 cm von der erhitzten Seite reichten und zum Messen der Temperaturen dienten. Bezüglich des Betons ist noch zu erwähnen, daß er mäßig naß und gut eingestampft wurde. Die Proben blieben 24 Stunden in der Form, hierauf 48 Stunden in Wasser und sodann zwei bis drei Wochen unter feuchtem Sande. Die übrige Zeit bis zur Erprobung lagerten sie ganz trocken an der Luft. Das Alter bei der Versuchsvornahme betrug zwei Monate. Die Ofentemperatur stieg innerhalb 45 Minuten auf 815° C. und verblieb auf dieser Höhe während des Versuchs, der zwei Stunden dauerte. Bei den Versuchen zeigte sich, daß die im Beton gemessene Temperatur bei ungefähr 100° C. längere Zeit nicht fortschritt, was offenbar mit der Verdampfung des im Beton enthaltenen Wassers zusammenhängt. Bemerkenswert ist, daß, ehe die Temperatur in den Versuchslöchern wieder stieg, erforderlich waren beim

Steinschlagbeton { 35 Min. in dem 2,5 cm von der Oberfläche entfernten Versuchsloch
65 „ „ „ 5,1 „ „ „ „ „ „
110 „ „ „ 7,6 „ „ „ „ „ „

Kiessandbeton { 45 Min. in dem 2,5 cm von der Oberfläche entfernten Versuchsloch
70 „ „ „ 5,1 „ „ „ „ „ „
105 „ „ „ 7,6 „ „ „ „ „ „

Schlackenbeton { 35 Min. in dem 2,5 cm von der Oberfläche entfernten Versuchsloch
75 „ „ „ 5,1 „ „ „ „ „ „
95 „ „ „ 7,6 „ „ „ „ „ „

Bei diesem Versuch ergaben sich also nur geringe Unterschiede in der Leitungsfähigkeit der drei verschiedenen Betonsorten. Aus den angeführten und vielen anderen Versuchen zieht Woolson folgende Schlüsse:

Alle Betons haben eine geringe Wärmeleitungsfähigkeit, worauf ihr Widerstand gegen Feuer beruht.

Wenn die Oberfläche einer Betonmasse mehrere Stunden hohen Temperaturen ausgesetzt ist, bleiben die Temperaturen in einer Tiefe von 2,5 cm unter der Oberfläche schon um mehrere 100° C. (vergl. Tabelle V) zurück.

---

[1]) Bericht von Jra H. Woolson in Eng. News 1907, Vol 58, Nr. 7, S. 166 u. f.

Eine 5 cm von der Oberfläche entfernte Schicht erfährt bei 815° C. Außentemperatur, die zwei Stunden wirkt, eine Wärmeerhöhung auf 250 bis 400° C.

Ein 7,6 cm und mehr von der Oberfläche entfernter Punkt wird in der Regel kaum über den Siedepunkt des Wassers erhitzt.

Die Tatsache, daß Schlackenbeton widerstandsfähiger als Stein- und Kiesbeton ist, dürfte in der Unveränderlichkeit der Schlacke in der Hitze und in der in vielen Fällen beobachteten geringeren Leitungsfähigkeit begründet sein.

Obwohl die Leitungsfähigkeiten des Kies- und Steinschlagbetons fast gleich sind, ist letzterer bezüglich der Feuersicherheit vorzuziehen. Denn alle Proben aus Kiesbeton litten unter der Einwirkung des Feuers sehr stark. Kiesbeton zerfiel meist nach einer Behandlung in Stücke, bei welcher Steinschlag- und noch mehr Schlackenbeton ganz und fest blieben. Die untersuchten Kiessandbetons sind also nicht feuersicher; ob es andere sind, muß der Versuch entscheiden. Der Grund für das relativ schlechte Verhalten des Kiesbetons scheint in der starken Ausdehnung des Quarzes zu liegen. Sie beträgt 0,000036, während z. B. die des Feldspates nur 0,000017 ausmacht; außerdem besitzt der Quarz die Eigenheit, daß seine Ausdehnung in der großen Achse nur halb so groß als in der darauf senkrecht stehenden Achse ist. Diese verschiedenen Ausdehnungen mögen mit eine Ursache sein, weshalb der Kiesbeton leicht zerbröckelt.

Hyatt[1]) beobachtete an drei Bandeisen, welche in einer Decke aus Beton (1 Teil Zement und 2 Teile Klinkerschotter) 2, 3 und 4 cm vom unteren Rande entfernt lagen, daß ein 12 Stunden währendes Feuer in dem überdeckten Raum das 2 cm von der Oberfläche entfernt liegende Bandeisen auf 482° C., das 3 cm tief eingebettete Eisen auf 452° und das 4 cm tief liegende auf 287° C. erhitzt hatte. Die in Hamburg[2]) 1892 bis 1895 mit 4 cm starken Mänteln zum Schutz von Eisenkonstruktionen durchgeführten Versuche erwiesen in hohem Maße das geringe Leitungsvermögen des Zementmörtels. — Bei zahlreichen Feuerproben von Decken und Wänden, deren Stärke 8 bis 12 cm betrug, konnte man außen die Hand auflegen, während im Inneren eine Temperatur von 800 bis 1000° C. herrschte. — Patton[3]) berichtet über Eisenbetonbalken von 20,3 × 29,8 cm Querschnitt, die mit drei Eisenstäben in 2,5, 5,1 und 7,6 cm Abstand von der Unterfläche bewehrt waren und deren Temperaturen gemessen werden konnten. Das unter dem Balken 4 Stunden wirkende Feuer entwickelte etwa 1100° C. Temperatur und es zeigte sich, daß der zu unterst liegende Stab in verhältnismäßig kurzer Zeit eine gefährliche Erhitzung erlitt, während der zweite und dritte Stab sich als genügend geschützt erwiesen. Wason[3]) hat bei zahlreichen Beobachtungen von Feuerproben gefunden, daß die Zerstörung des Betons in der Regel nicht tiefer als $2^1/_2$ bis höchstens 5 cm von der Oberfläche eindringt. Aus den Versuchen kann der bestimmte Schluß gezogen werden, daß die Widerstandsfähigkeit des Betons im Feuer durch die geringe Wärmeleitung dieses Materials, vermöge deren die Durchhitzung nur langsam vorschreitet, ihre Erklärung findet.

In Verbindung mit den Versuchen über die Leitungsfähigkeit des Betons hat Woolson auch die Leitungsfähigkeit des eingebetteten Eisens zu erforschen sich bestrebt.[4]) Die verwendeten Betonblöcke aus verschiedenen Mischungen waren 91 cm lang und von quadratischem Querschnitt mit 20 cm Kantenlänge. Der eingebettete Eisenstab war 19 mm im Quadrat dick und ragte 150 mm vor. In dem Eisenstab

[1]) Sutcliffe, Concrete, its nature and use.
[2]) Deutsche Bauzeitung 1897, S. 243 u. f.
[3]) Proceeding of the American Society for Testing Materials 1905, Vol. 5.
[4]) Eng. News Vol. 58, S. 166 u. f.

befanden sich 6 mm tiefe und 76 bis 152 mm entfernte Löcher, die mit entsprechenden Ausnehmungen im Beton übereinstimmten. Das Alter des Betons betrug 2 Monate. Das Experiment wurde wieder in einem Ofen vorgenommen, dessen Innentemperatur nach einer Stunde auf 927 °C. gestiegen war, auf welcher Höhe sie bis zum Ende des Versuchs, der 2 Stunden dauerte, verblieb. Die Ablesung des Pyrometers erfolgte alle 5 Minuten. Bei einer Erhitzung des vorstehenden Stabendes auf 927 °C. stieg die Temperatur des Eisenstabes

in	50 mm	Einbettungstiefe	auf	537 °C.
„	126 „	„	„	210 bis 250 °C.
„	203 „	„	„	100 °C.
„	403 „	„	„	27 °C.

Kies-, Steinschlag- und Schlackenbeton zeigten keine wesentlichen Unterschiede. Die Vergleichsversuche mit nicht umhüllten Eisenstäben in freier Luft lieferten auffallenderweise fast das gleiche Ergebnis.

γ) Erfordernisse für einen feuersicheren Beton.

Ein im Sinne des im Absatz 1 gegebenen Begriffs feuersicherer Beton kann nur dann erhalten werden, wenn sämtliche Bestandteile desselben nach ihren chemischen und physikalischen Eigenschaften feuersicher sind, also ihre Zusammensetzung und ihren Zusammenhang durch die Einwirkung der Hitze nicht wesentlich verändern. Auch dürfen nicht einzelne Teile so beträchtliche Volumenveränderungen erleiden, daß sie dadurch den Beton zersprengen. Da die Hauptmasse nicht aus Zement, sondern aus dem Füllmaterial besteht, so spielen dessen Eigenschaften naturgemäß die Hauptrolle.

Amorphe und poröse Gesteinsarten, feuerfeste Tone, Klinker, Schlacken, Bimssteine, ferner Basalt und andere Eruptivgesteine, auch gewöhnliche hartgebrannte Mauersteine, überhaupt solche Gesteine, welche vor ihrer Verwendung hohen Hitzegraden ausgesetzt waren, geben in der Regel einen feuersicheren Beton; hierbei sind wieder die porösen Steine (z. B. Schlacken und Bimsstein) vorzuziehen, weil sie die Wärme schlechter leiten.

Materialien mit dichtem Gefüge, insbesondere Quarz (Kiesel, Kiessand), ferner Sandsteine mit nicht kieseligem Bindemittel, auch Granite usw., sind zur Herstellung feuerwiderstehenden Betons nicht oder weniger zu empfehlen, da sie leicht zerspringen und die Wärme besser leiten. Die Verschiedenheit der Ausdehnungskoeffizienten ist von großem Belang; so dehnt sich z. B. Quarz um 21 vH. stärker aus als Portlandzement und kann daher die Betonmasse zersprengen;[1]) deshalb blättert Quarzbeton an der Oberfläche ab.

Steinschlag und Sand aus kohlensaurem Kalk sind um so weniger brauchbar, je reiner sie sind; denn schon bei etwa 400° beginnt das Brennen des Kalkes durch Entweichen der Kohlensäure; die Folge ist Zerfallen des Baukörpers, insbesondere bei Berührung mit Wasser.

Aus dem verschiedenen Verhalten der Füllstoffe sind die zum Teil sehr abweichenden Versuchsergebnisse mit Beton hauptsächlich zu erklären; jedoch sind noch eine Reihe anderer Umstände von Belang. Sehr fetter Beton widersteht dem Feuer weniger gut als magerer; mit viel Wasser bereiteter Beton erweist sich im allgemeinen vorteilhafter, wenn auch auf Kosten der Festigkeit. In beiden Fällen ist offenbar der Porosität der Hauptanteil an dieser Erscheinung beizumessen, die zu vermehren mit

[1]) Süddeutsche Bauzeitung 1906, S. 405.

Rücksicht auf die Feuersicherheit wünschenswert ist, weil das Leitungsvermögen damit verringert wird.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Feuerbeständigkeit des Betons wesentlich vom Alter abhängt. Junger Beton, dessen Hydratisierungsprozeß noch nicht vollendet ist und der noch viel freies Wasser enthält, zeigte bei Laboratoriumsversuchen, bei Brandproben und Feuersbrünsten häufig eine geringe Widerstandsfähigkeit gegen die Hitze, und man hat daraus auf schlechtes Verhalten überhaupt gecshlossen. Das vorhandene Versuchs- und Erfahrungsmaterial beweist jedoch unzweifelhaft, daß der Beton nach vollständiger Erhärtung eine beträchtliche Verbesserung seiner Feuersicherheit aufweist.[1])

Wenn im folgenden von feuersicherem Beton gesprochen wird, so ist darunter nur ein Material zu verstehen, dessen Bestandteile die erwähnten Erfordernisse der Feuersicherheit in ausreichendem Maße besitzen.

4. Der Eisenbeton im Feuer.

α) Ausdehnungszahlen von Eisen und Beton.

Dem Nichtfachmann erscheint die Verschiedenheit der Natur der beiden Stoffe und ihrer Wärmedehnungszahlen als der bedenklichste Punkt für den einheitlichen Zusammenhang des Eisenbetons im Feuer. Tatsächlich ist aber gerade das Eisen fast das einzige im Bauwesen vertretene Metall, dessen Wärmeausdehnung mit der des Betons praktisch fast ganz übereinstimmt. Jedenfalls sind die Unterschiede und die dadurch hervorgerufenen Innenspannungen kleiner, als sie durch andere Umstände, wie durch das Abbinden oder durch Wasseraufnahme im bereits erhärteten Beton, erzeugt werden;[2]) auch sind die Unterschiede in den Ausdehnungen der einzelnen Beton- und Eisensorten untereinander kaum größer als zwischen den beiden Stoffen, wie die Tabelle VI zeigt (Ausdehnungskoeffizient für 1° C. $= \overline{10}^{8} \cdot \alpha$).

Tabelle VI. Ausdehnungszahlen des Betons und Eisens.

Baustoff	α	Baustoff	α
Beton (nach Bouniceau) . . .	1370	Schweißeisen . . 0—100° C.	1212
Beton (nach Addie)	1435	Schweißeisen . . 0—300° C.	1468
Beton (nach Meier)	1220—1450	Gehärteter Stahl . 0—100° C.	1240
Kiesbeton (nach Pence) . . .	972	Weicher Stahl . . 0—100° C.	1079
Schotterbeton (nach Pence) . .	990	Gußeisen . . . . 0—100° C.	1067—1110
Natürliches Schottergestein . .	972	Kupfer	1717
Kalkstein	809	Messing	1875
Eisendraht . . . 0—100° C.	1235—1440	Zink	2942
Flußeisen . . . . 0—100° C.	1176	Glas	861

β) Vergleich der Widerstandsfähigkeit des erhitzten Eisens und Betons.

Den vornehmlichen Beanspruchungsarten der beiden Stoffe im Eisenbetonbau entsprechend, können die Tabellen II und III als Vergleichsgrundlagen dienen (Abb. 2). Hierbei sei bemerkt, daß Tabelle III allerdings nur für die dort erwähnten Betonsorten gilt, daß sie aber, soweit aus den Berichten ersichtlich, aus einwandfreien Versuchen gewonnen ist und als einzige vollständige Beziehung zwischen Erhitzung und Festigkeit für feuersicheren Steinschlagbeton gelten kann. — Daraus ist zu entnehmen, daß Erhitzungen

[1]) American Society for Testing Materials.

[2]) Saliger. Über die Festigkeit veränderlich elastischer Konstruktionen. Leipzig 1904, S. 111 u. f. — Considère, Experimentaluntersuchungen, übersetzt von Blodnig, Wien.

bis 400° C. eine wesentliche Verminderung der Zugfestigkeit des Eisens bezw. Druckfestigkeit des Betons nicht hervorrufen.[1]) Bei Erwärmungen auf 600° C. gelangt das Flußeisen auf jenen gefährlichen Punkt, an dem die Festigkeit den üblichen Beanspruchungen gleich wird, d. h. der Sicherheitsgrad ist auf 1 gesunken. Bei Schweißeisen tritt dieser Augenblick bei gegen 700° C. auf; Erhitzungen darüber hinaus verursachen den sicheren Einsturz. Beton aus feuerfestem Steinschlag hat nach 700° C. Erhitzung $^3/_4$ seiner ursprünglichen Festigkeit, bietet also noch fast vierfache Sicherheit gegen Zerdrücken, wenn der ursprüngliche Sicherheitsgrad 5 betrug. Bei 1000° C.

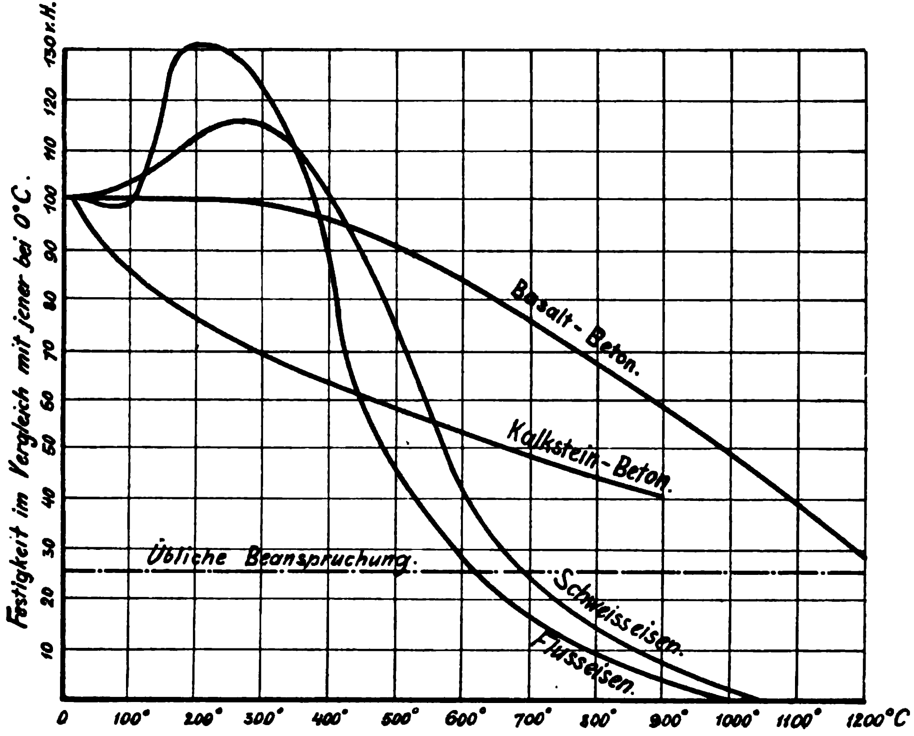


Abb. 2. Abnahme der Festigkeit von Beton und Eisen bei hohen Temperaturen.

wird das Eisen weich und seine Festigkeit ist Null, während der Beton noch eine $2^1/_2$ fache Sicherheit bietet. Selbst nach 1200° C. wohnt dem Beton noch über $^1/_4$ seiner ursprünglichen Festigkeit inne. Danach ist es unzweifelhaft, daß die Feuersicherheit des Eisenbetons im wesentlichen auf einem genügenden Schutz des Eisens beruht. Es ist wohl fast überflüssig, noch besonders zu betonen, daß der Beton erst nach mehrstündiger Erhitzung die Einbuße an Festigkeit erleidet, während jene des Eisens durch eine wenige Minuten dauernde heiße Stichflamme aufgehoben werden kann. Mit der Verminderung des Elastizitätskoeffizienten des Eisens wie des Betons in der Hitze ist eine starke Vermehrung der Durchbiegung bezw. Zusammendrückung der Bauteile verbunden, die nach der Abkühlung zum Teil wieder aufgehoben werden.

γ) Schutz des Eisens als gefährdeter Teil des Eisenbetons.

Die Sorge um den unbedingt erforderlichen Schutz der Eisenstäbe im Beton gegen starke Erhitzungen wird nun durch das geringe Wärmeleitungsvermögen des Betons wesentlich erleichtert; ja man kann behaupten, daß dieser ausgezeichnete Bau-

[1]) Diese Erkenntnis ist für die Benutzung des Eisenbetons zu Schornsteinen von größter Wichtigkeit.

stoff eines der besten Schutzmittel ist, die uns die moderne Technik zur Verfügung stellt. Die Ansichten über die notwendige Stärke der Schutzschicht gehen bei den Fachleuten naturgemäß innerhalb bestimmter Grenzen auseinander; der verlangte Grad der Feuersicherheit (s. Abs. 1) und die Wichtigkeit und Lage des Bauteils werden bestimmend sein müssen. Unterzüge und Säulen werden von der Hitze leichter durchdrungen als ebene Decken, die in der Regel nur von einer Seite dem Feuer ausgesetzt sind. Nach Tabelle V bietet eine 2,5 cm starke Umhüllung durch 5 Stunden hindurch einem Feuer von über 800° C. Widerstand, ehe die Erwärmung bis zur gefährlichen Erhitzung des Eisens vorgeschritten ist. Dieses Mindestmaß hielt auch der internationale Architekten-Kongreß in London 1906 zur Erreichung voller Feuersicherheit (Tabelle I) für geboten und es wird insbesondere bei Unterzügen und Säulen nicht zu unterschreiten sein.[1]) Zur Erzielung entsprechender Sicherheit aller exponierten Bauteile in feuergefährlichen Gebäuden wird das angebene Maß meist ungenügend sein; man wird eine *Betonumhüllung von 50 bis 65 mm als Schutzschichte* für das eingebettete Eisen in diesen Fällen als unerläßlich erachten müssen.

Wie die Erfahrung gelehrt hat, *springen in der Hitze* und bei der Berührung des glühenden Betons mit kaltem Wasser häufig kleine Stücke *ab*, die dann die Eisenstäbe freilegen können. Diese Gefahr ist um so größer, je dünner die Schutzschicht ist. Solche Stellen schließen naturgemäß eine Gefahr in sich, insbesondere wenn sie an stark beanspruchten Bauteilen liegen. Indessen ist die Befürchtung, daß größere Flächen abspringen, bei Beton aus feuerfesten Bestandteilen nicht groß. Den wirksamsten Schutz dagegen bietet neben der Güte des Betons eine *engmaschige Armierung*, die auch gleichzeitig den Gefahren mechanischer Beschädigungen durch herabstürzende Gegenstände (bei Säulen, Wänden) am besten begegnet. Aus diesem Grunde bietet die Einbettung eines dünnen engen Drahtnetzes oder von Streckmetall, 2 bis 3 cm von der Oberfläche entfernt und die tragende Armierung umschließend, die denkbar größte Sicherheit, da dann das Abfallen von Betonstücken schon aus mechanischen Gründen fast unmöglich ist. — Vergl. Eisenbetondecken mit Streckmetalleinlagen; Umhüllung von Eisensäulen mit Beton und Streckmetall u. a. —

Der Wettlauf der einzelnen Zweige der Bauindustrie in Amerika nach den großen Feuersbrünsten in Baltimore, San Francisco und anderen Orten in bezug auf die Herstellung feuersicherer Konstruktionen, insbesondere der Kampf zwischen Terrakotta und Eisenbeton, hat für letzteren eine erwähnenswerte Neuheit geschaffen. Sie betrifft die vollständige Verkleidung der Eisenbetonkonstruktion mit gebrannten Tonplatten, welche mittels Drähte am Beton befestigt sind (Abb. 3). Hierdurch wird selbstverständlich ein idealer Feuerschutz erreicht, solange die Verbindung zwischen Terrakottamantel und Beton im Feuer standhält; genügende Erfahrungen liegen darüber noch

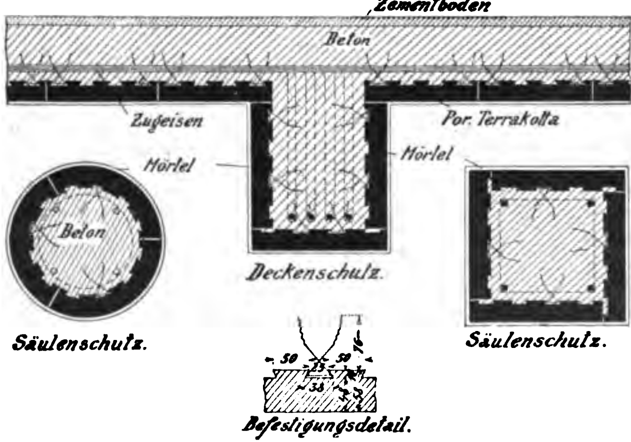


Abb. 3. Verkleidung von Tragteilen aus Eisenbeton mit poröser Terrakotta.

[1]) Siehe die Vorschriften in San Francisco (Absatz 6).

nicht vor. Beachtenswert ist die Bauweise deshalb, weil damit auf diesem Gebiete zum erstenmal die Trag- und Feuerschutzkonstruktion selbständig, aber doch organisch verbunden, auftreten.[1])

δ) Beispiele von Feuererprobungen.

Seit September 1896 hat das Stadtbauamt von New-York über 50 Feuerproben mit Konstruktionen aus Beton (in den meisten Fällen Schlackenbeton) durchgeführt, die den feuersicheren Charakter dieser Bauweise ohne Zweifel dargetan haben. Im November 1897 nahm die genannte Behörde eine Vergleichsprobe zwischen einer Eisenbetondecke und einer Decke aus Terrakotta vor, welche einen Feuerraum in zwei Feldern überdeckte; das Feuer wurde 5 Stunden lang, davon 3 Stunden mit einer Temperatur von über 1100° C., unterhalten. Die Eisenbetondecke ist bis auf einige Stellen, an denen die untere Mörtelschicht absprang, erhalten geblieben, während die Terrakottadecke einstürzte.[2]) Diesem Verhalten verdankt die Einheitsdecke (floor unit) von Thacher als Ersatz der Terrakotta ihre Entstehung und Verbreitung[3].)

Woolson[4]) berichtet über ein Versuchshäuschen von 4,27 m Länge, 2,74 m Breite und 2,74 m Höhe, das zur Feuererprobung von Zwischenwänden diente, und dessen dauernde Decken und Wände aus 10 cm starkem Beton von der Mischung 1 Teil Zement und 4 Teile Sand bestanden. Nach acht Feuerproben, bei denen die Temperatur durchschnittlich 925° C. betrug, war das Versuchshäuschen noch in vorzüglicher Verfassung und hätte voraussichtlich noch eine unbegrenzte Zahl von starken Erhitzungen ausgehalten. — Die von der National Fire Proofing Company in Chicago 1906[5]) durchgeführten Vergleichsversuche von ungeschützten und mit 7,6 cm starker poröser Terrakotta verkleideten Eisenbetonsäulen von 26,7 × 26,7 cm Querschnitt ergaben eine Verminderung der Druckfestigkeit der ersteren um 72 vH. der ursprünglichen Festigkeit, während die mit Terrakotta umkleideten keine Einbuße erlitten. Das Feuer währte 3 Stunden, hatte eine Temperatur von 850° C. und wurde durch kaltes Wasser gelöscht. Der Beton bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kalkstein; diese Zusammensetzung erklärt den großen Festigkeitsverlust und beweist die geringe Feuersicherheit des Kalksteinbetons, sowie die Vorzüglichkeit einer guten Ziegelverkleidung. Im übrigen bezweifelt Perrot[6]) die einwandfreie Durchführung dieser Versuche. — Von den in New-York unter der Leitung Prof. Woolsons 1906 vorgenommenen Versuchen beansprucht der folgende Interesse: Eine Eisenbetondecke, die auf zwei Betonträgern und vier Säulen aufruhte und mit 725 kg/m² belastet war, wurde durch 4 Stunden einer Hitze von 925° C. und sodann durch 5 Minuten einem kalten Wasserstrahl ausgesetzt. Hierbei blätterte der Beton teilweise ab und legte die Eisenstäbe eines Trägers bloß. Im übrigen hatte die Decke der schweren Prüfung (vergl. Tabelle I) ohne weiteren Schaden widerstanden.

Den Querschnitt eines Feuerversuchshäuschens in Mineola zeigt die Abb. 4. Bei einer Probe am 29. November 1901 wurde in demselben durch 4 Stunden eine Durchschnittstemperatur von 980° C. aufrechterhalten, worauf Decken und Wände durch fünf Minuten einem starken Wasserstrahl ausgesetzt wurden. Die während

[1]) Über weitere Schutzmittel verschiedener Art siehe Hagn, Der Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer, Berlin 1904.

[2]) Ausführliche Beschreibung in dem Buche „Tests" und in Eng. News, Vol 38, S. 367.

[3]) Beton u. Eisen 1904, S. 75.

[4]) Proceedings of the American Society for Testing Materials 1905, Vol. 5.

[5]) Report of a fire, load and water test made upon three reinforced Concrete Columns, constructed and tested by the National Fire Proofing Co. at Chicago 1906 August.

[6]) Cement Age, New-York 1906, S. 455 u. 456.

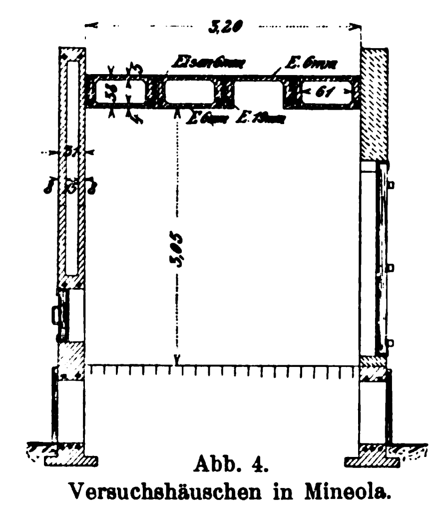
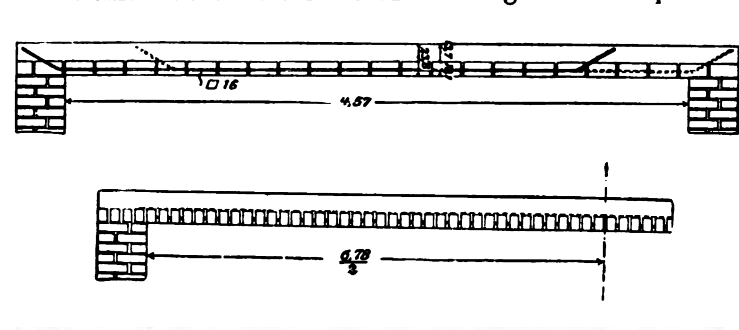


Abb. 4.
Versuchshäuschen in Mineola.

des Versuches aufliegende Last betrug 775 kg/m²; die Durchbiegung erreichte 30 mm; der Wasserstrahl hatte die dünnen Wände der hohlen Eisenbetonbalken an mehreren Stellen durchbrochen und die Eisenstäbe bloßgelegt. Nach der Abkühlung trug die Decke noch eine Last von 1550 kg/m² ohne bedenkliche Durchbiegung. Die Last verblieb den ganzen Winter auf der Decke, ohne daß eine weitere Beschädigung eintrat. Der Beton bestand aus 1 Teil Zement und 5 Teilen Eruptivgesteinschlag bis 19 mm Korngröße. Mit dem beschriebenen Versuche ging die Erprobung einer Backsteinmauer parallel; während die Betonwände ohne nennenswerte Beschädigungen blieben, bildeten sich in der Ziegelmauer zahlreiche, bis 5 cm weite Risse.[1])

Dem Bericht über eine von der British Fire Prevention Committee ausgeführte Feuer- und Wasserprobe einer Eggert-Decke wird folgendes entnommen:[2])

Die nach Abb. 5 konstruierte Decke besteht aus einer Schicht gebrannter Vollsteine von 10 cm Höhe mit aufliegender Stampfbetonplatte, so daß die Deckendicke 23,8 cm beträgt. Der Beton hat die Mischung 1 T. Zement + 2 T. Granitschlag + 1 T. scharfen Sand. Die Eisen lagen 38 mm von der Unterkante entfernt. Die Belastung erfolgte durch Ziegelsteine mit 1376 kg/m². Die Feuerprobe fand in einem eigenen Ver-



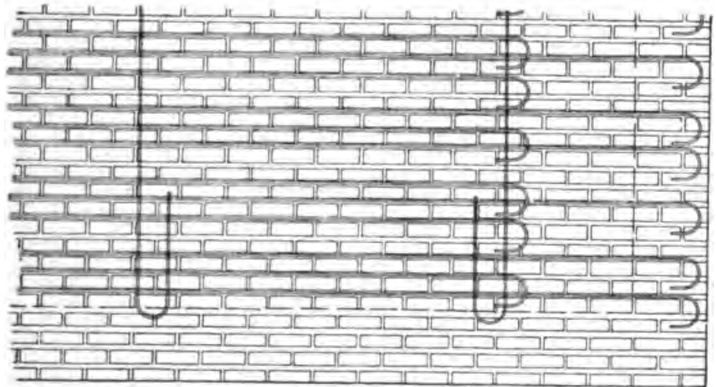


Abb. 5.
Schnitte und Grundriß der erprobten Eggert-Decke.



Abb. 6.
Brandprobe einer Eggert-Decke.

suchshäuschen (Abb. 6) statt und dauerte 4 Stunden, während deren die Pyrometer Temperaturen von 982 bis 1093° C. zeigten. 10 Minuten nach Entzündung der Heiz-

[1]) Aus der Broschüre Ransome-System, Concrete Steel Construction, New-York 1904, S. 20 u. f.

[2]) Publications of British Fire Prevention Committee, Heft 118 (London 1907). Bericht vom Verfasser in „Beton u. Eisen“ 1907, Heft XI, S. 279.

gase blätterten kleine Stücke aus dem Fugenmörtel ab. Nach 20 Minuten begann sich die Decke an den Ecken zu heben, so daß nach weiteren 10 Minuten 1 mm breite wagerechte Risse sichtbar waren. Nach einer Stunde entstand in der Decke ein Riß von 3 mm Breite. Am Ende der zweiten Stunde hatten sich die Ecken um 44 bis 51 mm gehoben. Die Durchbiegungen steigerten sich während der Erhitzung um 76,2 mm. Die Abkühlung der Deckenunterseite erfolgte durch eine 5 Minuten dauernde Wasserbestrahlung. Nach Abnahme der Auflast ging die Durchbiegung auf 38 mm zurück, wobei an der Unterseite vier parallele Risse verblieben. Die Mörtelfugen waren an mehreren Stellen bis 13 mm Tiefe ausgewaschen. Weder Feuer noch Wasser hatten die Decke durchdrungen. Die Probe hatte sonach die völlige Feuersicherheit der erwähnten Decke dargetan.

Ein ziemlich ungünstiges Resultat hatte die Erprobung von Eisenbetonträgern, die im Laboratorium der National Fire Proofing Co. in Chicago von Macfarland ausgeführt wurde.[1]) Der Beton bestand aus 1 R.-T. Zement + 3 R.-T. Sand + 5 R.-T. Kalkstein. Der Querschnitt des Balkens betrug in Breite und Höhe je 46 cm, seine Länge 11,38 m; die 5 Eiseneinlagen waren 28 mm stark und 38 mm von der Unterfläche entfernt; die Eisenverstärkung machte also 1,73 vH. aus. Die Erprobung erfolgte nach 104 Tagen in einem durch Holz geheizten Ofen, dessen Temperaturen mit elektrischen Pyrometern alle 3 Minuten gemessen wurden. Der Balken wurde durch zwei symmetrische Einzellasten von $2^1/_2$ t in 1,40 m Abstand belastet. Eine Stunde nach dem Anmachen des Feuers betrug die Temperatur etwa 800° C. und die Mittensenkung 32 mm. Nach zwei Stunden hatte sich die Einsenkung auf 125 und nach drei Stunden (Ende des Versuchs, Höchsttemperatur 1050° C.) auf 210 mm vergrößert. Der Beton war in großen Stücken heruntergefallen und legte die Eiseneinlagen bloß. Das verhältnismäßig schlechte Verhalten des erprobten Balkens dürfte in der Betonmischung (zu wenig Zement, nicht feuerbeständiges Steinmaterial) begründet sein.

Eine von der British Fire Prevention Committee am 25. Oktober 1905 erprobte Eisenbetondecke System Coignet von 4,57 m Spannweite wurde durch drei Stunden einer Hitze von etwa 1000° C. ausgesetzt und danach 5 Minuten lang mit Wasser abgekühlt. Die Belastung während des Feuers betrug 1300 kg/m²; die Durchbiegung stieg auf 140 mm. Die Eisenstäbe wurden zu



Abb. 7.
Coignet-Decke nach der Brandprobe.



Abb. 8.
Visintini-Träger nach der Erprobung.

[1]) Eng. News 1907, Vol. 57, S. 332.

einem großen Teil bloßgelegt (Abb. 7), der Beton von zahlreichen Rissen durchsetzt. Feuer und Rauch durchdrangen die Decke nicht.

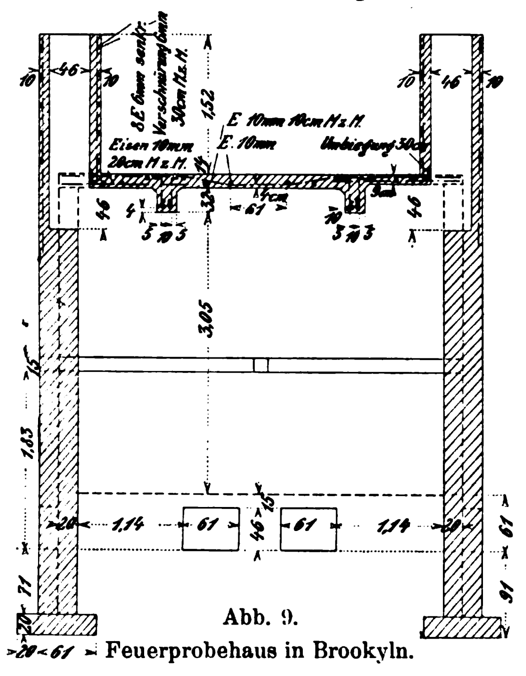


Abb. 9.
Feuerprobehaus in Brookyln.

Desgleichen zeigten eine von dem Britischen Komitee erprobte Visintini-Decke (12. August 1903), sowie eine Konstruktion nach Bauart Herbst ein ziemlich ungünstiges Verhalten, dessen Gründe wie oben in dem zum Beton verwendeten nicht feuerfesten Steinmaterial und zu geringer Umhüllung des Eisens lagen. Die Zerstörungen an der Visintini-Decke zeigt die Abb. 8.

Von weiteren, höchst lehrreichen Versuchen, die sämtlich die hohe Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons dartun, soweit der Beton aus an sich feuerfestem Gestein bestand, seien erwähnt: die in Brooklyn am 1. Mai 1905 an einem Versuchshaus (Abb. 9) aus Eisenbeton in Gegenwart der Chefingenieure von Brooklyn und Manhattan sowie zahlreicher Vertreter großer Gesellschaften und von Behörden unter Leitung Professor Woolsons vorgenommenen Feuer-,




Abb. 10. Probehaus Abb. 9 nach dem Brande.


Abb. 11. Decke nach der Feuerprobe.

Wasser- und Belastungsproben[1]) (Abb. 10 zeigt das Innere des Versuchshauses nach der Feuer- und Wasserprobe); die Feuer-, Wasser- und Lastprobe am 16. Juli 1905 in Philadelphia, Pa., an einem Versuchshaus aus Eisenbeton, ebenfalls unter Leitung Woolsons in Gegenwart von Ingenieuren aus Philadelphia, New-York, Richmond, Camden, Washington, Brooklyn, Manhattan usw.[2]) (Abb. 11 nach der Feuer-, Wasser-

[1]) Katalog der Turner Construction Co., New-York, S. 21 u. f.
[2]) Report of tests on the unit System of reinforced Concrete, Philadelphia, S. 23 u. f.

und Belastungsprobe, Mindesttemperatur 927° C. während 4 Stunden, Wasserbestrahlung 5 Minuten, Belastung 735 kg/m²); Versuche über die Feuersicherheit von Balken System Siegwart in Luzern 1902, Paris 1903, New-York 1904 (Feuer-, Wasser- und Lastprobe);[1]) Feuer- und Wasserprobe des Kahn-Systems in Manhattan, N.-Y., 1904;[2]) Brandproben in Hamburg 1892/93 und 1895, in Berlin 1903, sowie zahlreiche andere.[3])

Von diesen sei nur noch der Erprobung von Visintini-Gitterträgern Erwähnung getan, die im Jahre 1904 in Triest[4]) vorgenommen wurde.



Abb. 12. Feuerprobe mit Visintinibalken.

Das Objekt, welches der Feuerprobe unterworfen wurde, bestand, wie aus den Abb. 12 u. 13 ersichtlich, aus zwei Eisenbeton-Gitterträgern von 24 cm Höhe, die eine Länge von 5,30 m und eine Breite von 20 cm hatten. Der Untergurt hatte einen Vorsprung von etwa 3 cm Breite und 4 cm Höhe, der als Auflager für die zwischen den Trägern gespannten Monierplatten von 4 cm Dicke und 1,20 m Breite diente. Die Gitterträger, deren Spannweite 5 m betrug, wurden von vier Ziegelpfeilern getragen; die Gesamtbreite des Objektes war 1,60 m. Die Decke hatte ein Eigengewicht von 160 kg/m² und wurde mit 800 kg belastet. Während des Brandes, der etwa eine



Abb. 13. Feuerprobe mit Visintinibalken.

[1]) Der Siegwartbalken, Luzern 1904.

[2]) Cement (New York) 1904, Vol. 5, Nr. 6.

[3]) Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen 1905, S. 122 u. f. — Christophe, Der Eisenbeton, Berlin 1905, S. 539 u. f. — Berger et Guillerme, La construction en ciment armé, Paris 1902, S. 84 u. f. — Le ciment 1906, S. 84 (Epreuve du feu d'un plancher en ciment armé). — Le béton armé 1904, S. 254 u. f. (Bericht über amerikanische Versuche). — Denkschrift über die Brandversuche im Wiener Modelltheater (Eisenbetonbau). Berlin 1906, Wilh. Ernst & Sohn. — Publications of the British Fire Prevention Committee (Decken: Heft Nr. 61, 78, 96, 101, 107, 108 usw., Wände: Heft Nr. 99 usw.). — Engineering, London, Nr. 1933 (Die Versuchsergebnisse der British Fire Pr. Comm.). — Zement u. Beton 1903, Nr. 5 (Feuersicherheit des Zements usw.). — Cement and Eng. News, Vol. 15, Nr. 11 (Concrete superceding fire proof terracotta). — Eng. News 1904 (Load and Fire test of reinforced concrete floor). — The builder, London, Nr. 3288 (Fire tests with partitions). — The Eng. Review, London, Vol. 11, Nr. 2, 3 u. 4 (Fire Resisting Construction). — Eng. Record, Vol. 50, Nr. 22 (A fire test of a concrete floor.) — Il Cemento 1905, Nr. 1 (Feuerproben auf Eisenbetondecken). — Eng. News, Vol. 59, Nr. 5 (Tests of resisting and heat conductivity of concrete). — Fire tests with partitions, by the Adament Co., London. — Fire tests with doors (National fire proofing Co.).

[4]) Beton u. Eisen 1904, Heft IV.

halbe Stunde währte und wobei ungefähr 1000 kg Holz verbrannten, zeigten die Gitterträger weder Rißbildungen, noch eine meßbare Durchbiegung, und auch nach dem Löschen des Brandes durch die Feuerwehr waren die Träger vollständig rißfrei (Abb. 13).

Um nun zu erfahren, welchen Einfluß Hitze und Abkühlung auf die Tragfähigkeit des Materials ausübten, wurde ein Träger vor der Brandprobe belastet. Es muß hervorgehoben werden, daß die Träger nur acht Tage alt waren, daß sie durch das Feuer auf etwa 1000° C. erhitzt, während des Brandes mit Wasser bespritzt, abgekühlt und dann erst der Belastungsprobe unterworfen wurden. Konstruiert waren die Balken für eine Nutzlast von 250 kg für 1 m^2; die Freilage des belasteten Trägers bei der Probe betrug 5 m. Bei einer Belastung von 1194 kg, also beinahe fünffacher Nutzlast, zeigte der Träger eine Durchbiegung von 18 mm, aber keinerlei Beschädigungen, und erst bei 1281 kg erfolgte der Bruch.

Der Vorbericht des amerikanischen Komitees über die Zementverwendung zum Hausbau stellt folgende Leitsätze auf (soweit sie auf die Feuersicherheit Bezug nehmen): [1])

Der Beton soll die Mischung von 1 Teil Zement auf wenigstens 4 und höchstens 6 Teile Steinmaterial besitzen. Für dieses sind gebrochene Ziegelsteine, Klinker, gebrochene Natursteine oder Schlacke zu verwenden. Der Beton ist so naß als möglich einzubringen; bis zur Benutzung des Gebäudes muß von der Fertigstellung an eine Zeitspanne von wenigstens 30 Tagen verstreichen. Die Umhüllung der Eisen mit Beton soll ihren vierfachen Durchmesser, mindestens aber 25 mm und höchstens 100 mm betragen; ein stärkerer Schutz ist unzweckmäßig. Ein nach der Betonierung aufgebrachter Mörtelanwurf kann als genügender Schutz des Eisens nicht angesehen werden.

Die Normen für die Feuererprobungen von Decken, welche vom Ausschuß für Feuerproben der American Society for Testing Materials aufgestellt worden sind, besagen im wesentlichen folgendes: [2])

Das Probehaus muß auf einem geeigneten Platze errichtet und mit allen Einrichtungen versehen sein, die für die wissenschaftliche Durchführung eines Versuchs notwendig sind. Die Mauern sollen wenigstens 30 cm dick sein. Die zu erprobende Decke soll den oberen Abschluß des Hauses bilden. In einer Höhe von wenigstens 75 cm und nicht mehr als 90 cm soll ein eiserner Rost liegen, der die ganze Grundfläche des Probehäuschens einnimmt. In den Mauern unter dem Rost sind Zuglöcher anzubringen, die wenigstens 10 vH. der Rostfläche betragen und zeitweilig geschlossen werden können. Unmittelbar über dem Rost soll eine Feuertür von 1,6 m^2 Größe angelegt sein; übersteigt die Spannweite 3 m, so sind zwei Türen vorzusehen. Auf je 19 m^2 Grundfläche soll ein Rauchabzugkanal von wenigstens 0,12 m^2 Querschnitt entfallen. Die Lichtweite der Deckenträger ist in der Regel mit 4,30 m zu bemessen. Ihre Höhe über dem Rost soll 3 m nicht überschreiten. Die Probedecke ist für eine Auflast von 730 kg/m^2 zu konstruieren. Diese soll gleichmäßig und ohne Bogenwirkung während der Feuerprobe aufgebracht werden. Die Decke ist innerhalb 40 Tage nach dem Aufbau durch eine 4 Stunden währende Hitze von 900° C. zu prüfen. Für die Temperaturmessungen sind geeichte Pyrometer an wenigstens zwei Punkten einzusetzen. Am Ende der Probe soll die Decke 10 Minuten lang mit Wasser abgekühlt werden, worauf die Deckenlast auf 2900 kg/m^2 zu erhöhen ist. Die Probe hat dann als erfolgreich zu gelten, wenn weder Feuer und Rauch die Decke durchdringen, noch größere, bleibende Einsenkungen entstehen als $^1/_{96}$ der Spannweite.

[1]) Cement and Engineering News, 1907 19. Bd., S. 111.
[2]) Eng. Record 1907 Vol. 56, Nr. 1.

5. Feuersichere Abschlüsse aus Eisenbeton.

Das bei richtiger Auswahl der Materialien und sorgfältiger Herstellung denkbar günstigste Verhalten der aus Eisen beton errichteten Bauteile hat in vielen Fällen die Veranlassung gegeben, feuersichere Abschlüsse in Gebäuden aus dem genannten Stoffe einzubauen. Als Beispiele seien zwei von Rek in Stuttgart hergestellte Brandgiebel erwähnt. Der eine ist für die Königliche Wagenwerkstätte in Cannstadt (Abb. 14), der andere für das Ökonomiegebäude der Königlichen Militärverwaltung in Weingarten ausgeführt (Abb. 15); der letztere ist als feuersichere Trennungswand in einen schon bestehenden großen Holzdachstuhl eingebaut. Die Wand ist über 18 m lang und 10 m hoch; ihre Dicke beträgt 8 cm; sie ist durch 25 cm starke Rippen versteift.

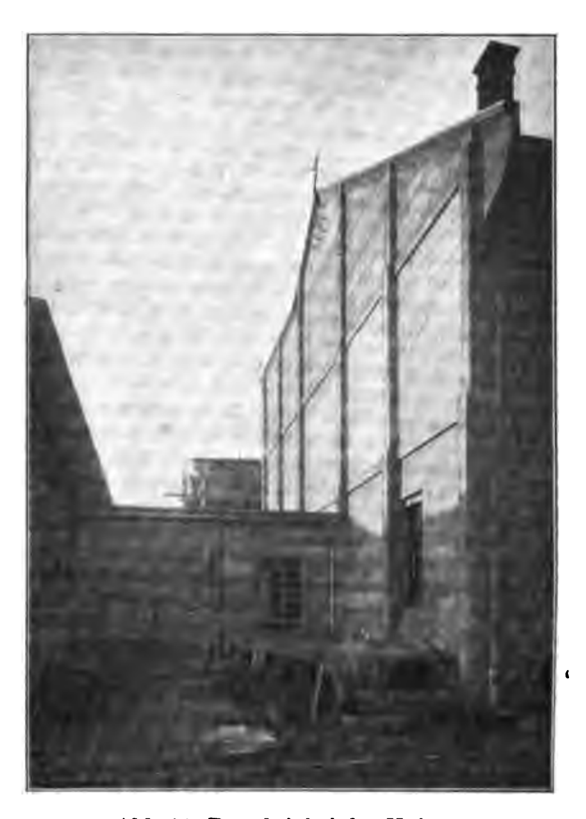


Abb. 14. Brandgiebel der Kgl. Wagenwerkstätte, Cannstadt.

In der „Feuerpolizei", Band 10, Nr. 5 schlägt Vogel vor, feuersichere Bühnenabschlüsse aus Eisenbeton herzustellen. Daß bisher keine andere als feuersicher oder gar feuerfest bezeichnete Trennung des Bühnenhauses vom Zuschauerraum imstande war, einen ernstlichen Theaterbrand auf seinen Entstehungsherd zu beschränken, ist durch viele Erfahrungen bewiesen. Es seien hierzu der Stuttgarter Hoftheaterbrand vom 19./20. Januar 1902, die Feuersbrunst des Hoftheaters in Meiningen (5. März 1908), das furchtbare Unglück des Iroquois-Theaters in Chicago (1904) erwähnt.

Abb. 15. Brandgiebel im Ökonomiegebäude der Kgl. Militärverwaltung, Weingarten.

Bei den meisten Bränden hat der eiserne Vorhang versagt, weil er sich infolge der Temperaturerhöhung ausdehnte und verbog, wodurch seine Beweglichkeit aufgehoben wurde. Diesem ungünstigen Verhalten könnte durch den Einbau eines feuersicheren Eisenbetonvorhangs abgeholfen werden. Durch die zweckmäßige Anbringung des aus Eisenbeton hergestellten Vorhangs, welcher wegen seines beträchtlichen Gewichts auch in zwei sich als Gegengewichte ausbalancierenden Teilen hergestellt werden kann, soll die absolut sichere Gewähr gegen das Übergreifen eines Brandes durch die Bühnenöffnung gegeben sein; bei dieser Anordnung sollen in Zukunft die Ausdehnung eines Bühnenbrandes auf das ganze Gebäude und die hierbei eintretenden verheerenden Wirkungen hintangehalten werden.

Ein außerordentlich bemerkenswertes Objekt erhebt sich auf dem Materialplatz von G. A. Wayss u. Cie. in Wien, das Modelltheater aus Eisenbeton. Vom österreichischen Ingenieur- und Architektenverein mit Unterstützung der Regierung geschaffen, soll es den Fachleuten im Theaterbau Gelegenheit bieten, künstlich gelegte Brände zu beobachten, Studien für die Reform bei Anlage und Einrichtung der Theater zu ermöglichen und das Verhalten des Materials kennen zu lernen.

Das Gebäude besteht aus einer 7,56 m breiten und 6,12 m tiefen Bühne mit einem 5,56 m breiten und 7 m tiefen Zuschauerraum. Sämtliche Decken, Wände und Pfeiler sind in Eisenbeton ausgeführt. Grundriß und Schnitt sind aus den Abb. 16 u. 17 zu ersehen. Die wiederholt durchgeführten Probebrände haben den Fachleuten wichtige Aufschlüsse zu geben vermocht und den feuersicheren Charakter des ganzen Modelltheaters in ausgezeichneter Weise dargetan.[1])

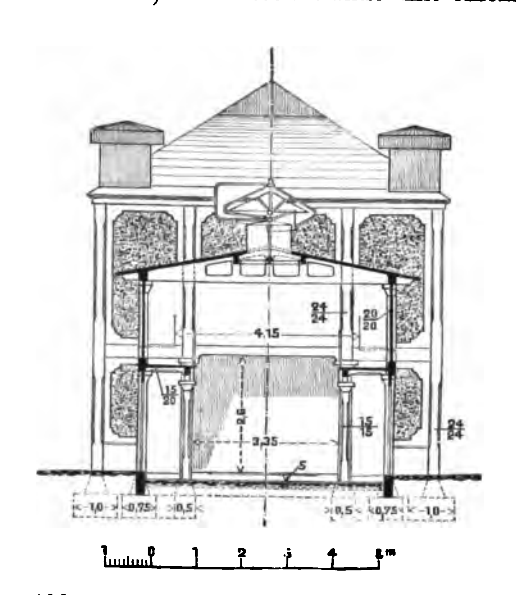


Abb. 16. Wiener Modelltheater (Schnitt).

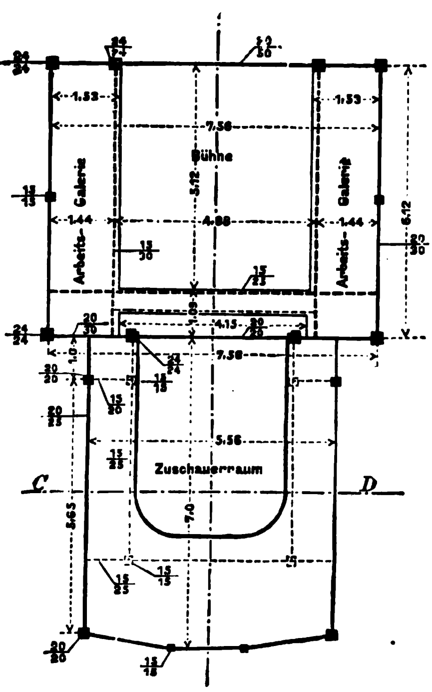


Abb. 17. Wiener Modelltheater (Grundriß).

Eiserne Türen werfen sich schon bei mäßiger Hitze und sind dann nicht mehr imstande, die von ihnen abzuschließenden Öffnungen gegen Durchzug von Rauch und

[1]) Denkschrift über die Brandversuche im Wiener Modelltheater (Berlin 1906); ferner „Beton u. Eisen", 1905, Heft IV, S. 92; 1906, Heft II, S. 25 und Heft III, S. 57.

Flammen zu schützen.[1]) Man hat daher Tafeln aus Rabitz- oder Moniermasse oder Asbestzement auf eisernen Gestellen hergestellt, die dicht in eiserne Falze schlagen. Bei sorgfältiger Ausführung bilden Türen aus Eisenbeton einen fast unzerstörbaren Feuerabschluß; ihre Konstruktion ist sehr einfach, und schon hierin liegt ein Vorteil, der ihre erfolgreiche Einführung sichern könnte (vergl. andere feuersichere Türen, z. B. die Berner-Tür).



Abb. 18. Eisenbeton-Safe.

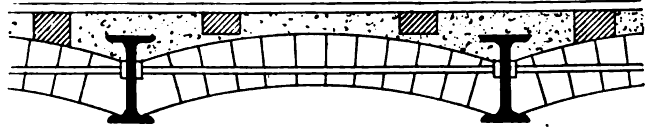
Eine andere Anwendung des Eisenbetons ist die für feuer- und einbruchsichere Schränke (Safes). Die Abb. 18 stellt einen von der Ferro Concrete Construction Co. von Cincinnati (O.) hergestellten Safe dar. Er ist im lichten 70 cm breit und 90 cm hoch; die Wände und die Tür sind 10 cm stark und mit 25 mm dicken Ransomestäben bewehrt.

6. Bewährung des Eisenbetons bei Feuersbrünsten. Vergleich mit anderen feuersicheren Bauweisen.

Aus den in den vorhergehenden Absätzen mitgeteilten und in den Fußnoten erwähnten zahlreichen Feuerproben mit Konstruktionen aus Eisenbeton ist zu entnehmen, daß diese eine außerordentliche Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkungen der Hitze und der Wasserabkühlung bekunden. Mit Rücksicht darauf, daß die Beanspruchungen eines Bauwerks durch eine Feuersbrunst in der Regel nicht die Höhe erreichen, welche beim Versuch künstlich hergestellt wird, könnte es überflüssig erscheinen, über die Erfahrungen zu berichten, die bei großen Bränden mit der Eisenbetonbauweise gemacht worden sind. Nichtsdestoweniger sollen hier einige kennzeichnende Fälle in Kürze besprochen werden, einesteils, weil bei großen Feuersbrünsten besonders gefährliche Wirkungen, z. B. das Herab-



Abb. 19. Plan des Brandherdes in Baltimore.


Abb. 20. Veraltete Deckenkonstruktion.

[1]) Ritgen. Der Schutz der Städte vor Schadenfeuer, S. 98.

stürzen schwerer Massen, vorkommen können, anderseits, weil durch den Vergleich mit dem Verhalten anderer feuersicheren Konstruktionen erst ein klares Bild über den Grad der Feuerwiderstandsfähigkeit des Eisenbetonbaues gewonnen werden kann.

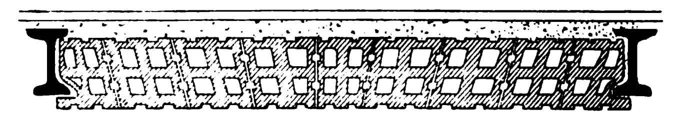


Abb. 21. Neuere Fire proof-Decke.

Bei einem Brande in Chicago[1]) drang das Feuer von einem aus verbrennlichen Baustoffen bestehenden Gebäude über einen 9 m breiten Hof durch die aus Eisenfachwerk gebildete, mit 15 cm starken glasierten Ziegeln verkleidete Wand des Schiller Building; die Ziegel fielen heraus, und die eintretenden Flammen zerstörten einen großen Teil des Gebäudes. Beim Brande des Athletic Club zeigten die aus porösen Ziegeln bestehenden Wände die gleiche Erscheinung.[2]) Bei dem Schadenfeuer in Pittsburg am 3. Mai 1897 wurden drei Gebäude aus Stahlgerippen, die mit Terrakotta geschützt waren, ganz oder zum Teil zerstört, während ein viertes Gebäude am Brandherd (Methodist Book Building) in seinen aus Eisenbeton erbauten Teilen mit Ausnahme der Putzschicht unversehrt blieb.[3]) Der große Brand in Baltimore[4]) (Abb. 19)

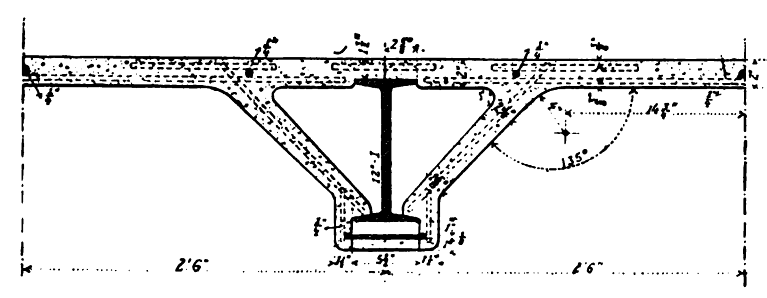
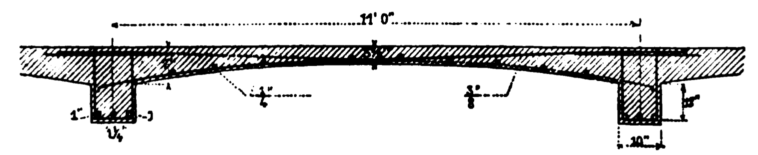


Abb. 22. Thachers Floor unit (Einheitsdecke).



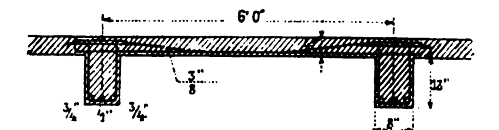
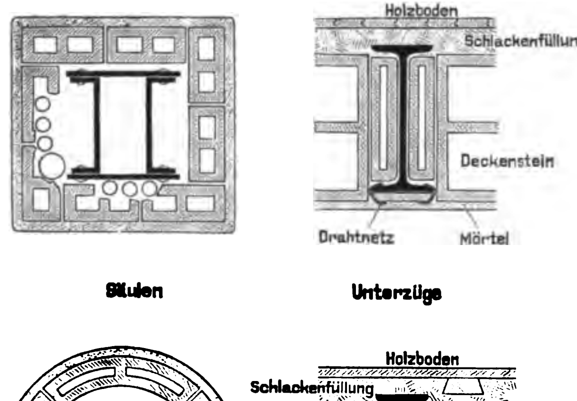


Abb. 23. Typische Eisenbetondecken in Baltimore.



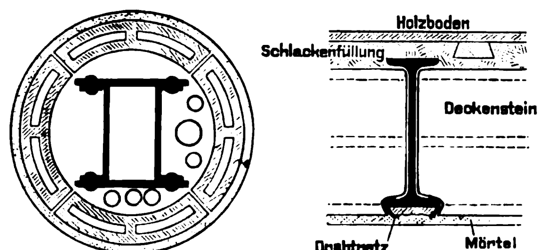


Abb. 24. Ummantelung eiserner Säulen und Träger.

1) Eng. News 1896, 9. April.

2) Eng. News 1896, 20. Mai.

3) Eng. News 1897, 20. Mai (Fire proof Construction in the Pittsburg Fire).

4) „Beton u. Eisen“ 1904, Heft II, S. 76. — Journal of the British Fire Prevention Committee (A record of the Baltimore Conflagration). London 1904 (mit zahlreichen Plänen und Abbildungen über die Wirkungen des Feuers). — Cement (New-York) 1904, Vol. 5, Nr. 1, Beschreibung und Abbildung der Zerstörungen am Gebäude der United States Fidelity Co., am Trust Building, Commercial National Bank, Calvert Building und Equitable Building. — „Fireproof“, Baltimore Fire Number, Chicago, New York 1904. — Le béton armé 1904, Nr. 71, L'incendie de Baltimore.

am 7. und 8. Februar 1904 brachte bezüglich der dort verwendeten feuersicheren Konstruktionen zum Teil große Überraschungen. Das Feuer währte etwa 48 Stunden und legte $2^1/_2$ km² der Stadt in Trümmer und Asche. Die Häuser sind nach zwei Haupttypen erbaut, 1. nach der sogenannten Millkonstruktion mit Ziegelmauern, ungeschützten Gußeisensäulen und I-Trägern, Holzboden (Abb. 20); 2. nach der Fire proof-Konstruktion mit in allen Teilen verkleidetem Eisenwerk. Die Decken waren hierbei gewölbte Ziegeldecken oder wagerechte Hohlsteindecken zwischen Eisenträgern (Abb. 21), Monierbogen (Bauweise Roebling); ferner Thachers Floor unit (Einheitsdecke) aus Eisenbeton (Abb. 22),



Abb. 25. Hohlziegeldecke im Korridor des Continental Trust Building.



Abb. 26. Hohlziegeldecke im Erdgeschoß des Continental Trust Building.



Abb. 27. Inneres des Equitable Building in Baltimore.

mit Rücksicht auf die erforderliche Festigkeit, völlige Einhüllung der Eisenbalken und leichte Einschiebung zwischen die in stets gleichen Entfernungen (1,5 m) angeordneten Träger entworfen; in vereinzelten Fällen war die einheitliche Eisen betonbauweise (Abb. 23) vertreten; die eisernen Säulen hatten Ziegel- oder Terrakottaummantelung (Abb. 24). Die allgemeine Wirkung des Feuers war die, daß alle Gebäude mit ungeschützten oder ungenügend ummantelten Eisenteilen, vor allem die nach der Millkonstruktion er-

bauten, vollständig zerstört wurden. Die eisernen Träger sanken ein und rissen die Mauern mit; die Säulen zersprangen oder knickten. Die Verkleidung mit Terrakotta hat in den meisten Fällen ihre Schuldigkeit getan und eine gefährliche Erhitzung des Eisengerippes verhindert. Vielfach waren jedoch die Terrakottadecken von herabstürzenden Gegenständen durchgeschlagen oder durch das Feuer allein zerstört (Abb. 25

Abb. 28. Eingeknickte Säule im Calvert Building.



Abb. 29. Siebentes Stockwerk im Calvert Building (Baltimore).

bis 27); die Verkleidung der Unterzüge und Säulen hatte sich in der Hitze und beim Bespritzen mit Wasser gelöst und fiel ab. Das Feuer vollendete in diesen Fällen die Zerstörung (Abb. 28 u. 29, mit Terrakottaverkleidete Eisensäulen im Calvert Building). Die in Hennebique-Bauweise hergestellten Decken und Säulen eines fünf Stock hohen und im übrigen aus Ziegeln bestehenden Gebäudes hatten mitten im Brandherde bei einer nachgewiesenen Temperatur von mindestens 1100° C. ihren Bestand gewahrt, während die Ziegelmauern zum Teil eingestürzt



Abb. 30. Fidelity and Trust Building in Baltimore (Eisenbetondecken und -säulen, Ziegelmauern).

waren (Abb. 30 u. 31). Die Granitsäulen im Vestibüle des Calvert Building (Abb. 32) wurden fast ganz zerstört; einee ähnlich Erscheinung wurde im Union Trust Building beobachtet. Überhaupt haben sich die natürlichen Steine am schlechtesten gehalten; so



Abb. 31. Fidelity and Trust Building.



Abb. 32. Granitsäulen im Vestibüle des Calvertbuilding nach dem Brande.



Abb. 33. Eisenbetondecke im Gebäude der United States Fidelity and Guaranty Co. nach dem Brande.

sind auch Steinfassaden durch die Hitze der Nachbargebäudeain mehreren Fällen ganz zerstört worden. — Vom einheitlichen Eisenbetonbau sind nur wenige Beispiele vorhanden gewesen, doch hat kein einziges Bauwerk dieser Art ernstlichen Schaden gelitten. Der in der Mehrzahl verwendete Schlackenbeton hat sich durchweg als feuersicheres Baumaterial erwiesen (Abb. 33 bis 35). In dem aus Eisenbeton erbauten Hause der United States Fidelity & Guaranty Co. wurden nach dem Brande Deckenbelastungen mit der doppelten Nutzlast vorgenommen, die kaum 2 mm Durchbiegungen erzeugten, ein Zeichen, daß die Konstitution des Materials keine merk bare Verschlechterung erlitten hatte. Die Kanten von zwei Säulen waren abgesprungen und zeigten auf 50 cm Länge die Eisenstäbe; ob die Beschädigung durch Feuer, Wasser oder fallende Gegenstände erzeugt worden war, ließ sich nicht feststellen. — Die Schlußfolgerungen aus der großen Katastrophe von Baltimore lassen sich dahin zu-



Abb. 34. Zerstörungen oberhalb der in Abb. 35 dargestellten Decke.



Abb. 35. Decke aus Eisenbeton im Brandherd von Baltimore.

sammenfassen, daß Backsteine und Terrakotta an sich feuersicher sind, daß aber insbesondere letztere einen bedeutend stärkeren Wärmeausdehnungskoeffizienten als Eisen besitzt und bei der Berührung mit kaltem Wasser brüchig wird; ihr Widerstand gegen mechanische Beschädigungen in der Hitze ist gering, zudem die Mörtelverbindung zu schwach ist, um eine einheitliche Masse zu bilden. Wirklich sorgfältig hergestellte Ummantelungen mit Hohl- oder Vollziegeln, mit einem Drahtnetz umstrickt, welches das Herausfallen einzelner Stücke verhindert, geben jedoch auch einen vollständig sicheren Feuerschutz, der dem Beton und Eisenbeton gleichzuachten ist. Die Homogenität des Eisenbetons als tragender Bauteil wie als Umhüllungsstoff für das Eisen sichern diesem Material aber zweifellos eine natürliche Überlegenheit.

Das schlechte Verhalten vieler natürlicher Steine, wie z. B. von Sandsteinen mit kalk- und eisenhaltigen Bindemitteln, selbst von Granit, insbesondere aber von Kalkstein (Marmor), die in der Hitze zerspringen, noch ehe sie mit Wasser in Berührung kommen, ist schon aus früheren Brandunfällen bekannt. Es sei an die Treppeneinstürze in Wien, Kandlgasse 11 (1902), daselbst Bauernmarkt 14 (1888) und Neubaugasse 56 (1891) erinnert.[1])

Eine der stärksten Proben, die dem Eisenbeton auferlegt wurden, lieferte der Brand des

[1]) Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1903, Nr. 7. — Beton u. Eisen 1903 S. 79.

Fabrikgebäudes der Coast Borax Co. in Bayonne, N. J., am 11. April 1902. Das Gebäude ist 76 m lang und 61 m breit, besitzt 4 Stockwerke und ist in einheitlicher Eisenbetonbauweise errichtet. Der Beton besteht aus 1 Teil Zement und 5 bis $6^1/_2$ Teilen Basaltsteinschlag bis 25 mm Korngröße ohne Sandzusatz. Die Eisen sind Ransomestäbe von 6 bis 38 mm Durchmesser. Die Herstellung erfolgte im Winter teilweise bei Frost. An das Eisenbetongebäude schließt ein niederes Haus mit ungeschützten Säulen und Trägern aus Eisen an. In diesem Raume kam Feuer aus, das durch die Fenster des obersten Stockwerks in das hohe Nebenhaus drang. Die große Masse leicht brennbarer Stoffe versetzte in kurzem das ganze Fabrikgebäude in ein Feuermeer. In der Hitze schmolzen Kupfer und Gußeisen (1150° C.). Im obersten Stockwerk stand auf 4,27 m hohen Holzsäulen ein 83 t schwerer Tank, der beim Brande herunterfiel, indessen die Decke nur unbedeutend beschädigte. Decken, Unterzüge und Säulen hatten durch das Feuer fast nicht gelitten (Abb. 38), die entstandenen Risse reichten nicht tiefer als 2 cm. Die Ausbesserung des Schadens erforderte kaum 1 vH. der Bausumme des Gebäudes. — Das niedrige Nebenhaus war in allen Teilen ganz zerstört worden[1]) (Abb. 39).



Abb. 36. Das Rialto Building in Baltimore (Millkonstruktion) nach dem Brande.

Bei dem Erdbeben in San Francisco, Cal., 18. April 1906 und dem darauffolgenden Brande,[2]) denen 500 Menschen und ein Güterwert von mehreren 100 Millionen Dollar zum Opfer fielen, hat der Eisenbeton bedeutende Proben seiner Widerstandsfähigkeit geliefert. Die Eisenbetonunterzüge und Decken im Academy of Sciences Building (Market Str.) überstanden sowohl das Erdbeben wie das Feuer, während die Ziegelmauern einstürzten. Im Crooker Building und im Flood Building, deren Eisenkonstruktionen mit Terrakotta verkleidet waren, wurde das Innere vollständig verwüstet (Abb. 40); die Verkleidung fiel ab, die Decken aus Hohlsteinen brachen ein, Marmor, Sandstein und Granit zersprangen. Metallene Rollfenster und Drahtglas haben sich gut bewährt. Das sechsstöckige Warenhaus Bekin Van & Storage Co., dessen Säulen und Decken aus Eisenbeton bestanden, überdauerte das Erdbeben und das Feuer, doch blätterte der Beton stark ab, da dieser erst 2 Monate alt war. Die Abb. 43 u. 44 stellen zwei im Feuerherd gewesene Deckenstützen aus Eisen dar, deren eine mit Beton, die andere mit Ziegeln umkleidet

[1]) Beton u. Eisen 1904, Heft II, S. 76. — Ransome System, Concrete Steel Construction, New-York 1904, S. 26 u. f. — Iron Age 1902, 8. Mai. — Insurance Engineering 1902, April.

[2]) Eng. News 1906, S. 333 u. 622 u. f. — Himmelwright, San Francisco Fire and its Lessons. — Fireproof Construction and the Kahn Trussed Bars 1906, S. 28.

Abb. 37. Equitable Building in Baltimore (Millkonstruktion) nach dem Brande.



Abb. 38. Eisenbetonkonstruktion der Coast Borax Co. in Bayonne nach dem Brande.



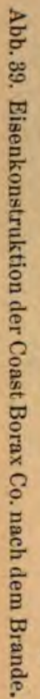


Abb. 39. Eisenkonstruktion der Coast Borax Co. nach dem Brande.



Abb. 40. Hohlziegeldecke nach der Katastrophe in San Francisco.

war. Die betonumhüllte Säule (Abb. 43) hatte, wie aus dem stalaktitenartig herabhängenden Glas ersichtlich (rechts oben), eine sehr hohe Hitze auszuhalten und blieb bis auf leichte Abblätterungen an der Oberfläche völlig erhalten. Die mit Ziegeln verkleidete Eisensäule hatte sich um 30 cm eingesenkt (Abb. 44), da der Feuerschutz abgesprungen war. Himmelwright berichtet ausführlich über das Verhalten von 80 Gebäuden im Erdbeben und Feuer; er kommt zu dem Schlusse, daß die Hohlziegelkonstruktionen weit größere Beschädigungen erlitten als Beton unter denselben Verhältnissen; dagegen hält er ganze Gebäude aus Eisenbeton für nicht sicher. Als die beste Bauweise bezeichnet er die Stahlskelettkonstruktion, deren Teile mit Beton fest umhüllt sind; für die Decken empfiehlt er Betongewölbe von kleinen Spannweiten, für Wände Eisenbeton. Seine Abneigung gegen den Eisenbetonbau für Decken begründet er vornehmlich mit dem Verhalten des Johnson Co. Building. Dieses besaß je-



Abb. 41. Aronson Building in San Francisco (Ummantelte Eisenkonstruktion).



Abb. 42. Ausgebrannter Fußboden.

doch ungeschützte Gußeisensäulen mit eisernen Unterzügen, auf denen Rippenbalkendecken aus Eisenbeton ruhten. Für weite Kreise war jedoch dessen Güte und Brauchbarkeit durch die Katastrophe trotz der verhältnismäßig geringen Zahl der vorhandenen Bauten aus Eisenbeton (31) erwiesen, und es wurden bald nach dem Unglück ausführliche Vorschriften über die Mischung (wenigstens 1 : 6 mit viel Wasser), Festigkeit, zulässige Spannung, Berechnungsweise und die Einhüllung der Eisenstäbe (wenigstens $1^1/_2$ facher Durchmesser, aber nicht weniger als 25 mm) erlassen.[1])

[1]) Weitere Angaben über die Feuersicherheit: Publications of the British Fire Prevention Committee (Heft 81: The Fire at the Iroquois Theatre, Chicago). — Cement (New-York), Vol III. Nr. 5 (Beschreibung von Fabrik- und Hotelbränden aus jüngster Zeit). — Le Ciment (Paris) 1904 (Résistance au feu du ciment armé, à propos de l'incendie du métropolitain de Paris). — Le béton armé 1904 (Constructions fireproof aux Etats Unis; le feu et le béton armé au théâtre; l'incendie de Baltimore). — Cement and Eng. News (Chicago), Vol XIV, Nr. 3 (A house organ for terracotta fireproofing); Nr. 8 (Baltimore Fire); Nr. 10 (Report of the Chief of Engineers on the Baltimore Fire); Vol XV, Nr. 11 (Concrete superceding fireproof terracotta). — Zement u. Beton 1903, Nr. 5 (Feuersicherheit des Zements und der Betonbauten). — Zentralblatt der Bauverw. 1904, Nr. 26 (Feuersbrunst in Baltimore); Nr. 28 (Feuersicherheit bei Theatern); 1900 (Die Feuersicherheit der Warenhäuser, von Prof. Garbe; Über die Feuersicherheit der Bauten, von Dr. v. Ritgen). — Eng. Record. Vol L, Nr. 15 (Fire resisting construction in the Butterick Building, New-York) usw.

In dem Regierungsbericht über das Feuer in San Francisco sagt Professor Frank unter anderem folgendes:[1])

In einigen Fällen haben sich Ziegel, in fetten Zementmörtel verlegt, als sicheres Feuerschutzmittel für die Eisenteile erwiesen. Es zeigte sich, daß ein Schutz der Träger und Säulen, der aus 100 mm dicken massiven Ziegeln und aus einer darunter liegenden, das Eisen einhüllenden Betonschicht von 76 mm Stärke bestand, in allen Verhältnissen seine Aufgabe völlig erfüllte. Die verhältnismäßig wenigen Gebäude aus Beton und Eisenbeton hielten sich gut. Der Bericht hierüber lautet in seinem allgemeinen Urteil: „Unfortunately for San Francisco, there were few structures of concrete



Abb. 43. Mit Beton umhüllte Eisensäule (San Francisco).



Abb. 44. Mit Ziegeln umhüllte Eisensäule (San Francisco).

or reinforced concrete in the city at the time of her great trial; but these few behaved well during both the earthquake and the resulting fire". – In Anbetracht des Versuchscharakters hoher Gebäude aus Eisenbeton sollte man ihre Höhe auf sechs bis acht Stockwerke beschränken. Bezüglich der Feuersgefahr erwähnt der Bericht, daß hiervon 40 vH. auf die innere, 60 vH. aller Fälle auf äußere Feuersgefahr entfallen. Die Gebäude aus Betonblöcken wurden vom Feuer größtenteils zerstört, wenn sie nicht schon infolge des Erdbebens eingestürzt waren, da die erforderliche Verbindung mangelhaft war. Granit, Sandstein und Marmor zerbröckelten oder zersprangen in große Stücke. Der Regierungsbericht zieht aus den Wahrnehmungen der Sachverständigen folgende Schlüsse:

Gute Fundierung und Verankerung aller Gebäudeteile sind von höchster Wichtigkeit. Auf die Eckverbindungen ist besonderer Wert zu legen. Alle Träger und Säulen sollen tunlichst steif und möglichst kontinuierlich konstruiert sein. Am Feuerschutz soll in keinem großen Haus gespart werden. Die Erfahrungen der Feuersbrünste in

[1]) Cement and Engineering News 1907, S. 111 u. f.

Boston, Chicago, Baltimore sind durch die Katastrophe in San Franzisco bestätigt worden. Auf die feuersichere Konstruktion der Außenwände und der Fenster ist Wert zu legen. Eisensäulen und Träger sind mit Beton und Ziegeln, die in Streckmetall eingeschlossen werden, zu ummanteln. Beton und Hohlziegel können als gleichwertig gelten, wenn die Ausführung der letzteren tadellos ist; bei guter Betonausführung verdient dieser Schutz den Vorzug.

Aus der vollständigen Zerstörung des 12 Stockwerke hohen Parker Building in New-York[1]) zieht J. K. Freitag u. a. folgende Lehren: Gußeisensäulen dürfen in hohen Gebäuden keinesfalls verwendet werden; aller Feuerschutz für das Eisen muß unbedingt fest mit diesem verankert sein; alle gemauerten Gewölbedecken stürzen bei lange anhaltenden heftigen Bränden ein; das Aufstellen schwerer Schränke und Maschinen auf Holzböden und Holzgestellen muß verboten werden; überhaupt soll Holz und sonstiger brennbarer Baustoff so wenig als möglich angewendet werden (vergl. Abb. 42).

Beim Brand des Viktoriaspeichers in Berlin, Juni 1907, wurden alle Decken mit hölzernen Balken und eisernen Unterzügen auf Gußeisensäulen völlig zerstört; nur die über dem Erdgeschoß eingebauten Eisenbetondecken, Bauart Leschinsky, waren größtenteils erhalten und hatten auch dem Einsturz der oberen Geschosse und des Daches Widerstand geleistet; teilweise waren sie durchschlagen worden.

Im Anschluß hieran sei noch über einige Erfahrungen berichtet, welche die vergleichsweise Feuersicherheit von Beton und natürlichen Steinen beleuchten. Bei der Feuersbrunst in Chelsea, Mass. (12. April 1908)[2]), die bedeutende Verheerungen anrichtete, lagen zwei Treppen nahe beisammen im Brandherd; die eine bestand aus



Abb. 45. Granittreppe nach dem Feuer.



Abb. 46. Betontreppe nach dem Feuer.

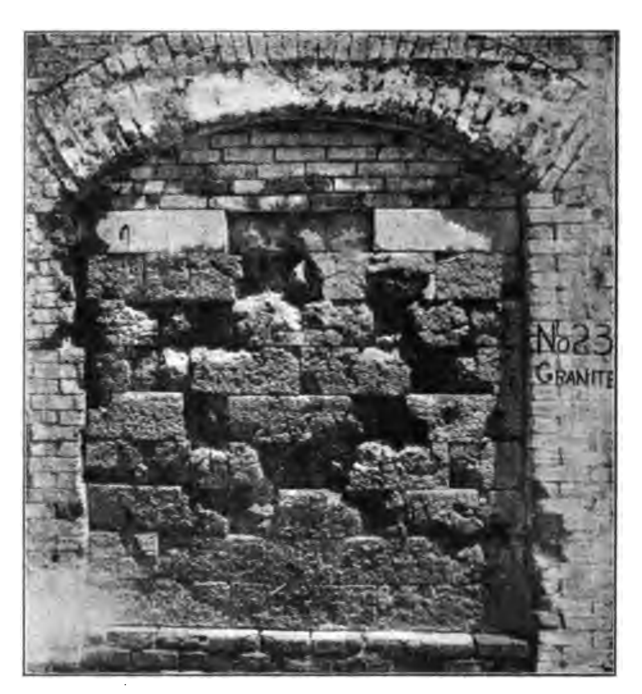
Beton, die andere aus Granit. Während letztere arge Zerstörungen zeigt (Abb. 45), ist die Betontreppe nur unwesentlich beschädigt worden (Abb. 46).

Bemerkenswert sind die Parallelbrandversuche mit Mauern aus gebrannten Ziegeln, Granit, Sandstein, Marmor, Beton usw. Gebrannte Steine hielten sich naturgemäß am besten, Beton spaltete an der Oberfläche ab, ohne daß tiefer reichende Risse entstanden. Am wenigsten gut hielten sich die Blöcke aus Granit, die zum Teil vollständig zerbröckelten. Die Abb. 47 u. 48 zeigen das Aussehen der Mauern nach der Brandprobe.[3])

[1]) Cement Age, 1908 Juni.
[2]) Bericht in Engineering Magazine, 1908 Febr.
[3]) Cement Age, 1908 Juni.

Indem innerhalb des engen Rahmens dieses Kapitels versucht wurde, auf Grund des umfangreichen Prüfungsmaterials und der bisherigen Erfahrungen bei Bränden eine objektive Darstellung über den Grad der Feuersicherheit des Eisenbetons zu geben, gelangen wir zu der Erkenntnis, daß die Anwendung dieses Baustoffes im Hochbau zwar nichts Vollkommenes bietet, daß er aber berufen erscheint, den Zerstörungen durch die Elemente besser als jedes andere vor ihm bekannte Material Trotz zu bieten.

Bei dieser Gelegenheit kann nicht unterlassen werden darauf hinzuweisen, daß in Fach- und Tageszeitungen immer wieder Berichte über große Brände erscheinen, bei denen der Eisenbeton eine verhängnisvolle Rolle gespielt haben soll. Nach in vielen Fällen eingezogenen Erkundigungen erwiesen sich die gebrachten Mitteilungen



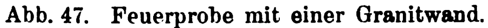

Abb. 47. Feuerprobe mit einer Granitwand.



Abb. 48. Feuerprobe mit einer Mauer aus verschiedenen Steinen.

teils als völlig haltlos, teils als irrtümlich; in letzter Beziehung war der Eisenbeton (meist Decken) mit ungeschützten Eisenkonstruktionen (Säulen und Traversen) kombiniert, die das Traggerüst bildeten und dem Feuer nicht standhielten. Hieraus ergab sich naturgemäß auch für die Betonbauteile der Einsturz. Als Beispiel diene der Fabrikbrand in Hietzing. Die Möbelfabrik von Jos. u. Julius Herrmann in Hietzing wurde durch eine Feuersbrunst am 5. März 1908 fast vollständig zerstört; die in Eisenbeton ausgeführten Bauteile stürzten gänzlich in sich zusammen. Die Tragkonstruktion bestand aus einem Netz aus Eisenträgern, die von Gußeisensäulen getragen wurden, mit zwischengespannten Moniergewölben. Das Dach war aus Eisenbeton erbaut. Durch die Wirkung des Feuers sanken die eisernen Säulen und Träger ein und damit auch die Moniergewölbe. — Wie weit mit dem Unverstande auch des Nächstbeteiligten bei solchen Unfällen gerechnet werden muß, beweist der Umstand, daß der Fabrikbesitzer die Schuld an dem Einsturz dem Eisenbeton zumaß und daß er beim Wiederaufbau Falzziegeldecken zwischen Traversen einbauen zu wollen erklärte.[1])

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft V, S. 133.

Wenn wir an die geborstenen Mauern, an die eingestürzten Gewölbe, an das Labyrinth gebogener Eisenbalken und zusammengeballter Maschinentrümmer in Fabriken, Kraftstationen, Lager- und Warenhäusern, Theatern usw. denken, so ist es unzweifelhaft, daß der Eisenbeton, dessen Verwendung in größerem Maße erst begonnen hat, gerade vom Standpunkt der Feuersicherheit aus auf die größte Zukunft rechnen darf.

7. Die Blitzsicherheit der Eisenbetonbauten.

Die Feuersicherheit der Bauwerke aus Eisenbeton wird noch wesentlich durch den Umstand erhöht, daß sie schädlichen Blitzschlägen nur höchst selten ausgesetzt sind.

Es ist bekannt, daß ganz aus Eisen bestehende Bauten Blitzeinwirkungen gegenüber fast völlig sicher sind, und daß es bei denselben keinen Sinn hätte, besondere Blitzableiter anzuordnen; denn die Luftelektrizität findet in der Eisenkonstruktion des Gebäudes selbst den besten Leiter zur Erde.

Ähnlich günstig liegen die Verhältnisse bei den aus Eisenbeton hergestellten Bauwerken.[1]) Wird ein Eisenbetondach wirklich vom Blitz getroffen, so tritt in den Trag- und Verteilungsstäben sowie in den stärkeren Rippen- und Unterzugeisen, die sämtlich durch Drahtmaschen oder durch Berührung verbunden sind, eine sofortige Ausbreitung der ausgelösten Elektrizitätsmenge ein, womit eine wesentliche Spannungsverminderung einhergeht. Die in den lotrechten Säulen eingebetteten Stäbe wirken als gute Leiter für die nach den Fundamenten und zur Erde strömende Elektrizität. Ist die metallische Leitung an irgend einer Stelle unterbrochen, was der Fall sein kann, wenn sich die Eisenstäbe nicht innig genug berühren, so werden hier natürlich Funkenbildungen und Wärmeentwicklungen entstehen, die unter Umständen örtliche Beschädigungen im Inneren der Betontragteile hervorrufen können. Irgend eine Gefahr für den Inhalt des Gebäudes oder für dessen Standfestigkeit kann daraus aber wohl kaum entstehen.



Abb. 49. Aeltestes Eisenbetonhaus (1875).

Tatsächlich sind Blitzschläge in Gebäude aus Eisenbeton so selten, daß man sie als blitzsicher bezeichnen kann. In der Literatur ist nur ein Fall vermerkt, daß ein Gebäude aus Eisenbeton vom Blitz getroffen wurde; es ist das von Ward im Jahre 1875 in Port Chester (N. Y.) erbaute Wohnhaus[2]) (Abb. 49), das als das älteste Gebäude aus Eisen und Beton gilt; irgend welche Schäden wurden auch hier nicht angerichtet.

Die Gründe für die Blitzsicherheit des Eisenbetons liegen darin, daß bei einem Gewitter sämtliche Gebäudeteile, wie alle Objekte auf der Erdoberfläche, mit Elektrizität geladen werden, die auf den das ganze Bauwerk durchziehenden metallischen Leitern stetig zur Erde abfließt, und daher jeder Anlaß zu einem gewaltsamen Ausgleich der Luft- und Erdelektrizität (einem Blitzschlag) fehlt. Ein solches Verhalten

---

[1]) Beton u. Eisen 1905, S. 139.

[2]) Beton u. Eisen 1905, S. 261. Auch dem englischen „Lightning Research Committee" ist ein Blitzschlag in Eisenbetonbauten bisher nicht gemeldet worden.

setzt voraus, daß tatsächlich im ganzen Gebäude eine hinreichende Zahl von Eisenstäben bis in die feuchten Fundamente reicht, und daß die metallischen Verbindungen zwischen den einzelnen Stäben zahlreich genug sind, um der Elektrizität ein widerstandsloses Abströmen zu ermöglichen. Es ist demnach selbstverständlich, daß Gebäude, die nur in einzelnen Teilen aus Eisenbeton bestehen, ebenso durch Blitzableiter zu schützen sind, wie dies bei anderen Bauwerken notwendig ist; hierbei werden die Blitzableiter zweckmäßig mit dem Eisenwerk der Tragteile aus Eisenbeton zu verbinden sein.

Als ein besonderer Vorzug ganzer Gebäude aus Eisenbeton bei etwa vorkommenden Blitzschlägen ist der Umstand zu erwähnen, daß durch die Berührung der Säulen und Wände keine Gefährdung an Leben und Gesundheit erfolgen kann, da die Eisen durchweg im Beton eingebettet sind und dieser einen relativ schlechten Elektrizitätsleiter darstellt. Im Gegensatz hierzu wird die Berührung von Eisenstützen und -Wänden gefährlich sein können.

Da, wie bereits oben erwähnt, die metallische Verbindung der Eisenstäbe untereinander zur Erreichung der Blitzsicherheit erforderlich ist, schlägt Dr. D. van Gulik[1]) besondere Vorsichtsmaßregeln vor, die bei der Errichtung von Eisenbetongebäuden nicht außer acht gelassen werden sollen: 1. Die Rundeisen der Säulen sind durch verschnürte Eisendrähte mit den Decken- und Balkeneisen zu verbinden. 2. Möglichst viele Säulen sind im Fundament mit Erdleitungen zu verbinden. 3. An die Eisenstäbe der Konstruktion sind an allen jenen Stellen Metalldrähte anzuschließen, an denen größere Eisenmassen, z. B. Maschinen, aufgestellt werden; sie dienen zur elektrizitätsleitenden Verbindung; die Anbringung von Auffangstangen, die mit dem Eisengerippe verbunden sind, sei empfehlenswert.[2])

Diesen in bezug auf Punkt 3 offenbar zu weitgehenden Anforderungen widerspricht Kleinlogel[3]) im wesentlichen wie folgt: a) Das Dach als Bestandteil eines Eisenbetongebäudes verteilt die in ihm sich ansammelnde Elektrizität in solcher Weise, daß von einer für einen Blitzschlag erforderlichen Spannung keine Rede sein kann. Der jedenfalls dennoch stattfindende Austausch der Elektrizität geht durch die Eiseneinlagen allmählich und unmerklich vor sich. b) Würde man aber annehmen, daß die über den Eiseneinlagen der Dachfläche liegende Betonschicht, die im trockenen Zustande nach den Lindeckschen Versuchen[4]) ein besonders schlechter Elektrizitätsleiter ist, sowie daß die Betonumhüllung der in den Fundamenten liegenden Eisen den Übertritt der Elektrizität der Atmosphäre zum Boden verhindern oder sehr erschweren, so erscheint das Gebäude elektrisch isoliert; die Elektrizität würde dann andere geeignetere Wege für ihren Ausgleich suchen. Erkennt man das unter a) Erwähnte nicht an, sondern läßt die Möglichkeit starker Ladungen des Eisenbetondaches zu, so wäre für den Blitz nichts bequemer, als die durch die Eiseneinlagen geschaffene Leitung zu benutzen. Erfahrungsgemäß tritt aber dieser Zustand nicht ein. Kleinlogel bezeichnet es daher als fehlerhaft, ganz aus Eisenbeton hergestellte Bauten mit Blitzableitern und Erdleitung zu versehen, da er davon häufige Blitzschläge befürchtet.

Die schon früher erwähnte und von Kleinlogel unter a) geteilte Auffassung des ständigen und unmerklichen Spannungsausgleiches durch das Eisenwerk des Eisenbeton-

---

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft XI, S. 269.

[2]) Vgl. Blitzschutz der Schornsteine, Kapitel „Hohe Schornsteine aus Eisenbeton" im Handbuch für Eisenbetonbau, IV. Band, 2. Teil, 1. Lieferung.

[3]) Beton u. Eisen 1906, Heft IV, S. 84.

[4]) Elektrotechnische Zeitschrift 1906. — Cement, Vol. IV, Nr. 3 (Electric resistance of mortar). — Büsing u. Schumann 1905, S. 131.

gebäudes hat ohne Zweifel die größte Wahrscheinlichkeit für sich. Sie kann aber nur bei der einheitlichen (monolithischen) Bauweise zutreffen, nicht aber bei jenen Bauweisen, die sich fertiger Tragteile bedienen, wie Siegwart, Visintini, Herbst u. dgl. Bei diesen erweisen sich ebenso wie bei den teilweise aus Eisenbeton hergestellten Bauwerken besondere Blitzableiter mit Auffangstangen und Erdleitungen als erforderlich.

8. Die Rostsicherheit der Eiseneinlagen.

α) Wichtigkeit der Rostsicherheit und Mittel zu ihrer Erzielung.

Von den notwendigen Eigenschaften, auf denen die vielseitige Anwendungsmöglichkeit des Eisenbetons beruht, ist unzweifelhaft die absolute Rostsicherheit des eingebetteten Metalls die wichtigste.[1]) Es bedarf keiner Erörterung, daß der Eisenbeton als dauernder Baustoff nicht gelten und verwendet werden könnte, wenn nur mit der leisesten Möglichkeit gerechnet werden müßte, daß die Einlagen im Verlaufe der Zeit vom Rost verzehrt und sonach statisch unwirksam würden; die unmittelbare Folge müßte der Einsturz aller auf Biegung beanspruchten Bauteile sein. Vollständiger Rostschutz erscheint daher als die erste, grundlegende Voraussetzung für die praktische Verwertung dieser Verbundkörper. Die bis in die jüngste Zeit noch beständig und lebhaft umstrittene Frage, ob das Eisen im Beton roste, darf heute als geklärt betrachtet werden, und zwar in dem Sinne, daß Beton aus Portlandzement und Kies oder Steinschlag dann dem Eisen völligen Schutz gewährt, wenn das Mischungsverhältnis nicht zu mager gewählt und eine ausreichende Menge Wasser verwendet wird, und daß endlich der Zementmörtel die Eisenstäbe ganz dicht umhüllt. Bezüglich der Güte der Mischung ist zu erwähnen, daß weniger Zement als 1 Teil auf 4 bis höchstens $4^1/_2$ Teile Sand und Kies oder Schotter einen völligen Rostschutz nicht sicher erwarten läßt.[2]) Die Betonspeise muß hochplastisch sein, also einen Wassergehalt von 12 bis 15 vH. besitzen; sogenannte erdfeuchte Betonmasse darf an den Eiseneinlagen nicht verwendet werden. Der breiige Charakter des Betons gibt die Gewähr der festen Umschließung des Metalls mit Zement; gerade die innige Umhüllung ist aber die materielle Voraussetzung für die Möglichkeit des Rostschutzes durch den Zement.

Da jeder Beton mehr oder weniger porös ist und der Feuchtigkeit und Luft Durchgang gewährt, so müssen die an das Eisen anschließenden Hohlräume eine Gefahr in sich bergen; bei Beobachtung der erwähnten Erfordernisse ist aber die Befürchtung unbegründet, daß die Porosität des Betons irgend eine Gefahr für das Eisen einschließe. Die Erfahrung hat gezeigt, daß auch Haarrisse, die in der Zugzone häufig auftreten, die Rostsicherheit des Eisens nicht beeinträchtigen. Ob an den Eisenstäben haftender Rost nach der Einbettung in Beton schädlich wirke, ist noch eine offene Frage; wahrscheinlich ist es aber besser, die Rostschicht vorher zu entfernen.

Anstreichen der Eiseneinlagen ist schädlich, da dann jede Haftfestigkeit ausgeschlossen wäre. Auch das Verzinken der Eisenstäbe, das öfter vorgeschlagen wurde, ist zu verwerfen, da es nicht sicher ist, ob das Zink durch den Zement nicht angegriffen werde.

Den Gründen für die Erhaltung der Einlagen ist von mehreren Forschern nachgegangen worden. Breuillé[3]) suchte die Frage experimentell zu lösen; als wesentliches Ergebnis ist der Nachweis geführt, daß der Zement mit dem Eisen lang-

[1]) Wiener Bauindustriezeitung 1907, Nr. 2.
[2]) Förster, Material und statische Berechnung der Eisenbetonbauten, S. 85.
[3]) Annales des ponts et chaussées 1902, Sept.

sam, selbst lange Zeit nach dem Abbinden, eine oberflächliche chemische Verbindung eingeht, welcher Umstand durch eine Gewichtsverminderung des Eisens erklärt wird. Breuillé ermittelte weiter, daß dieses Eisensilikat ein im Wasser lösliches Salz sein soll; hieraus würde aber hervorgehen, daß dem Eisen in einem im Wasser liegenden Betonkörper nicht jener Grad von Haftfestigkeit innewohnen könnte, wie dies im trockenen der Fall ist, da das genannte Silikat ausgelaugt werden müßte. Den Mittelwert der Haftkraft zwischen einer Eisenplatte und einem Mörtelkuchen bestimmte Breuillé experimentell mit nur 1,88 kg/cm² nach 30 Tagen; dieser Wert soll jedoch bei Lagerung im Wasser verloren gehen. Aus diesen und ähnlichen Versuchen scheint als sicher hervorzugehen, daß die Rostsicherheit des Eisens im Beton auf einer Eisensilikatverbindung beruhe, die das Eisen als dünne undurchdringliche Haut umschließt.

Soweit also die Oberfläche des Eisens in Betracht kommt, sind besondere Maßregeln demnach nicht erforderlich. Dagegen kann der Beton selbst Stoffe enthalten, welche die Zerstörung des Eisens einleiten können. Die zuweilen für das Anmachen des Betons empfohlene Verwendung von Meerwasser, ebenso die Benutzung von Salzen (bei Frost) müssen als bedenklich bezeichnet werden, obwohl die Erfahrungen darüber bestimmte Beweise nicht erbracht haben.

Hingegen steht der gefährliche Einfluß von Aschen- und unter Umständen auch des Schlackenbetons ziemlich fest. Die Ursachen hierfür sollen in den unverbrannten Kohlenresten und im Schwefel liegen, der eine große Neigung zum Eisen besitzt. Die Erfahrungen zeigen, daß das Eisen im Aschenbeton Schaden leiden kann. Indessen ist die Gefahr um so geringer, je fetter die Mischung ist; auch vollzieht sich eine Stärkeverminderung der Eiseneinlagen in trockenem Beton jedenfalls nur äußerst langsam;[1]) daß das Verhalten der Aschen und Schlacken je nach ihrer Herkunft sehr verschieden sein wird, versteht sich von selbst. Ohne Zweifel ist aber bei Aschen- und Schlackenbeton größte Vorsicht am Platze, indem diese Materialien vor ihrer Verwendung einer genauen Prüfung bezüglich ihrer Zusammensetzung und allfälligen Brauchbarkeit unterzogen werden müssen. In Preußen ist die Verwendung von Kohlenschlacken für Eisenbeton allgemein verboten (nach Anhörung des deutschen Eisenbetonausschusses am 25. März 1908 herausgegebener Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten). In Nordamerika wird der Schlackenbeton im Hochbau allgemein verwendet; die auch dort bekannten Gefahren werden mit Rücksicht auf die großen Vorteile, die Schlackenbeton bietet, in den Kauf genommen.

β) Versuche zur Erforschung der Rostsicherheit.

Pearson bettete vollkommen metallisch reine Eisenstäbe in Betonprismen ein und setzte diese alsdann in gut schließenden Zinkkästen drei Wochen hindurch der Einwirkung einer Atmosphäre von Wasserdampf, bezw. Luft, bezw. Kohlensäure aus; es zeigte sich, daß zahlreiche Roststellen, welche sowohl beim normalen Zementbeton wie beim Schlackenbeton auftraten, entweder mit Hohlräumen im Beton oder mit unverbrannten Aschenteilen im Zusammenhang standen, und daß — bei Vorhandensein solcher — nur in den Fällen ein guter Rostschutz eingetreten war, woselbst sich der Beton sehr naß zeigte. Auch ergab sich bei den Versuchen, daß die Verwendung runder Kiessteine gegenüber eckigem Steinschlag für die Rostfrage ohne Bedeutung ist, da im besonderen die Befürchtung, daß beim kantigen Schotter keilförmige Räume freibleiben konnten, sich bei guter Arbeit als unzutreffend erwiesen hat.[2])

[1]) Christophe, Der Eisenbeton, Berlin 1905, S. 532.
[2]) Förster, Eisenbetonbauten, S. 86.

Die Turner Construction Co. in New-York unternahm seit Oktober 1903 Versuche mit eisenbewehrten Betonprismen 0,30 · 0,30 · 1,20 m, die so ins Meerwasser gelegt wurden, daß sie jeden Tag 3 bis 4 Stunden vollständig trocken wurden. Als Eiseneinlagen hatten gewöhnliche unbearbeitete Handelseisen, dann solche mit Zementmilch bestrichene und endlich mit Farbe angestrichene Eisen Verwendung gefunden. Die Betonmischungen hatten die Verhältnisse 1 : 2 : 4 und 1 : 3 : 5. Nach 9 Monaten wurden die ersten Versuchskörper gehoben und untersucht. Hierbei konnte an keiner Stelle eine Rostspur entdeckt werden; die Adhäsion war sehr mangelhaft.

Prof. Ch. L. Norton[1]) führte Versuche an Betonziegeln mit verschiedenen Eiseneinlagen durch, aus denen er folgende Schlüsse zieht: Reiner Zement ist ein sicheres Rostschutzmittel; das Eisen soll an der Oberfläche gereinigt und mit Zementmilch umhüllt werden. Der Beton soll naß angemacht, dicht und ohne Höhlungen und Sprünge sein. Beton aus Schlacken, gut hergestellt, ist ebenso vorteilhaft wie Steinbeton; etwaige schlechte Eigenschaften sind weniger die Folge des Schwefelgehalts, als die des in der Schlacke vorkommenden Eisenoxyds. Eine Schicht von 2½ cm dickem Beton genügt als vollständiger Schutz auch bei angerostetem Eisen.

Bei weiteren Versuchen[2]) benutzte Prof. Norton Eisenteile, die jeden Grad der Rostbildung aufwiesen, von einem leichten Anflug bis zu Rostschichten von 3 mm Dicke. Die 0,5 bis 30 mm dicken Eisenteile wurden in Stücke von etwa 7,5 cm Länge und 2,5 cm Breite geschnitten, und zwar teils trocken, teils unter Anwendung von Wasser oder Öl. Jede Probe wurde gestempelt, wobei der lose anhaftende Rost mittels Drahtbürsten entfernt wurde.

Nach genauer Feststellung des Gewichts und der Abmessungen wurden die Stücke einzeln in Betonkörper so eingelegt, daß die das Eisen bedeckende Betonschicht überall mindestens 3,5 cm dick war. Die Betonmischungen bestanden aus 1 Zement + 2½ Sand + 5 Schotter und 1 Zement + 3 Sand + 6 Schlacke. Die Betonkörper lagerten 24 Stunden an der Luft und 7 Tage unter Wasser. Sie wurden in drei Hauptgruppen eingeteilt; die eine wurde an der freien Luft, die zweite in einem feuchten und muffigen Keller und die dritte in Dampf- und Kohlensäurebehältern aufbewahrt. Diesen aus galvanisiertem Eisen bestehenden Behältern wurden in Zeiträumen von 1 bis 3 Monaten abwechselnd Dampf, heißes Wasser, feuchte und trockene Luft sowie beständig Kohlensäure zugeführt. Weitere Proben lagerten in See- und Ableitungswasser, andere wurden der ununterbrochenen Einwirkung von Schornsteingasen ausgesetzt. Die in Behältern lagernden Betonkörper wurden in Zwischenräumen von 1 bis 3, die übrigen in solchen von 1 bis 9 Monaten aufgebrochen, die Eisenstücke aus ihnen entfernt und nach erfolgter Reinigung wieder gewogen und gemessen.

Bei der Untersuchung der Proben wurde festgestellt, daß abgesehen von den Fällen, in denen die Eisenstücke nicht völlig vom Beton umhüllt gewesen waren, kein einziges Eisenstück irgendwelche merkliche Gewichts- oder Raumveränderung erlitten hatte. Einige Eisenproben waren mit Absicht in sehr trocken angemachten oder bereits teilweise abgebundenen Beton gelegt worden, so daß die meisten von diesen Proben nur unvollkommen von Beton bedeckt waren; in diesen Fällen war das Eisen an allen Stellen, an denen Hohlräume oder Risse in der Betonmasse waren, stark angegriffen.

Unter der Voraussetzung, daß die Ergebnisse schärferer Proben von kurzer Dauer einen Schluß auf die Wirkung weniger scharfer, aber länger dauernder Proben gestatten,

---

[1]) Report Nr. 3 der Insurance Engineering Experiment Station in Boston. Engineering News 1902, S. 333.

[2]) Engineering News 1904, Bd. 51, S. 29. — Bericht im Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 183.

hält der amerikanische Forscher es für erwiesen, daß das Eisenwerk vor dem Rosten gesichert ist, wenn es von Beton überall dicht umschlossen ist. Nach seiner Ansicht hängt die Rostschutzfrage nur von der Möglichkeit ab, das Eisen in den Beton richtig einzubetten. Die Schwierigkeit, dichten Beton zu erhalten, sei bei Anwendung von Schlacke oder Asche allerdings groß, und die Trockenheit und Porosität begünstige das Rosten des Eisens; es sei aber unrichtig, diese Erscheinung auf Schwefel u. dergl. zurückzuführen, da der stark alkalisch wirkende Zement dem entgegenarbeite. Es ist keine Frage, sagt der Verfasser, daß im Schlackenbeton Rostbildungen häufig vorkommen, meist jedoch deshalb, weil der Beton zu trocken verarbeitet wurde, infolge der Fähigkeit der Asche, viel Wasser aufzunehmen, das beim Verdunsten Hohlräume hinterläßt, und dann deshalb, weil die Schlacke oft Eisenoxyd enthält, welches das Eisen zum Rosten bringt, sofern es mit diesem in Berührung kommt.

Als wirksamstes Mittel zur Verhinderung des Rostens ist daher nasse, innige und nicht zu magere Mischung zu empfehlen. Im übrigen hält Norton die durch allfällige Rostbildung erzeugten Zerstörungen nicht für bedenklicher als die durch elektrische Ströme.

An der im Jahre 1890 längs der Unterwasserstraße in Berlin auf 77,8 m Länge errichteten Uferschalung, bestehend aus Betonplatten mit Eiseneinlagen, wurden im Jahre 1901 Untersuchungen über die Beschaffenheit derselben angestellt.[1]) Zu diesem Zwecke wurden u. a. in 9 Platten, die Beschädigungen zeigten, sowie in 12 Platten, die gut aussahen, Löcher von 25 × 25 cm Größe bis zur völligen Freilegung der Eisenstäbe eingestemmt. Der Befund war folgender: Sowohl in den schadhaften wie in den fehlerlosen Platten waren einzelne, nahe den Außenflächen liegende Stäbe angerostet; die Betonhüllen hatten hierbei meist eine Stärke von nur 1 bis 5 mm, teilweise waren die Betonhüllen abgeplatzt. Unter den 208 Platten von je 0,9 m² Fläche hatten sich 20 fehlerhafte Platten vorgefunden. An keinem der freigelegten Eisenstäbe war die Rostbildung bis zu einer nennenswerten Querschnittsverminderung vorgeschritten. Überall dort, wo rostfreie Stäbe in reichlicher Zementüberdeckung von 7 bis 10 mm und mehr freigelegt worden waren, zeigten die Platten vollkommen fehlerfreies Aussehen; es wurde auch beobachtet, daß der Zementmörtel an den angerosteten Stäben weniger gut haftete als an den rostfreien. Haeseler zieht daraus folgende Schlüsse:

1. Man verwende bei Monierplatten nur sauberes, möglichst rostfreies Eisen.
2. Die Stäbe sollen wenigstens 7 bis 10 mm tief im Zementmörtel eingebettet sein.

Sehr lehrreich sind die Versuche, welche das Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Berlin[2]) mit Lokomotivlösche und Koksasche durchgeführt hat. Die chemische Analyse der Lokomotivlösche ergab durchschnittlich einen Gehalt an Sulfidschwefel von 0,41 vH., jene der Koksasche 0,21 vH. Um den Einfluß dieser Stoffe auf Eisen zu prüfen, wurden Eisenplättchen von 60 · 40 · 2 mm in die mit Wasser befeuchtete Asche eingebettet; nach 20tägigem Stehen wurden die Gewichte ermittelt.

Die Gewichtsverminderung des Eisens infolge Rostung bei Lagerung in

Lokomotivlösche	betrug	2,230	bis	2,730 vH.
Koksasche	„	0,880	„	1,350 „
reinem Wasser	„	0,071	„	0,083 „

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 158.
[2]) Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement 1907, S. 40.

Die Lokomotivlösche und Koksasche bewirken demnach bei Gegenwart von Leitungswasser einen wesentlich stärkeren Angriff des Eisens als dasselbe Wasser allein. Die Zerstörung wird um so größer, je höher der Gehalt an Sulfidschwefel ist.

Um festzustellen, ob im Beton aus Lösche und Asche, also bei Gegenwart von Zement, der Angriff aufgehoben oder vermindert wird, wurden entsprechende Versuche (Dauer 20 Tage) angestellt, die das folgende Ergebnis hatten:

Nummer des Versuchs	Beton aus	Gewichtsabnahme des Eisens vH.	Anmerkung
5	Zement + Lokomotivlösche . . .	0,029	Schwacher örtlicher Angriff.
6	desgl.	0,048	
7	Zement + Sand + Lokomotivlösche	0	
8	desgl.	0	Kein Angriff, Eisenflächen blank.
9	Zement + Sand	0	
10	desgl.	0	
5	Zement + Koksasche	0	
6	desgl.	0	
7	Zement + Sand + Koksasche . .	0	
8	desgl.	0	
9	Zement + Sand	0	
10	desgl.	0	

Im Zementmörtel mit Lokomotivlösche war demnach die Rostbildung des Eisens wesentlich vermindert, in jenem aus Koksasche und Sand völlig verhindert. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Zement nach der Erhärtung den Zutritt der Luft zum Eisen einschränkt oder aufhebt; inwieweit dies der Fall, hängt von der Beschaffenheit des verwendeten Betons bezw. seiner Zuschlagmaterialien ab. Hierin liegt aber gerade die Schwierigkeit, und es dürfte mit den angeführten Versuchen der Beweis erbracht sein, daß die Benutzung von Asche und Schlacke für Eisenbeton der größten Vorsicht bedarf.

γ) Erfahrungen über die Rostsicherheit.

Als Beweis für die rostschützende Eigenschaft des Zementbetons kann die große Zahl der Wasserbehälter, Röhren, Brücken und sonstigen Bauwerke dienen, die den Einflüssen der Witterung schon jahrzehntelang ausgesetzt sind, ihren Zweck erfüllen und keine Spur von Rost an den Eiseneinlagen erkennen lassen. Untersuchungen an 20 Jahre alten Monierröhren haben die Eisenstäbe unversehrt und rostfrei, selbst noch so blau gezeigt, wie sie aus dem Walzwerk gekommen waren. Diese Tatsache wird immer von neuem bei Abbrüchen alter Behälter und Decken bestätigt. Von den Überresten der Versuchsobjekte, die 1887 von Bauschinger geprüft und bis zum Jahre 1892 im Freien lagen, schreibt dieser Forscher:

Von jenen Platten wurde mittels eines Hammers an verschiedenen Stellen die über den Drähten liegende Betonschicht abgeschlagen; dabei zeigte sich, daß der Beton immer nur an der vom Hammer zunächst getroffenen Stelle absprang, ein Zeichen, daß er an den darunterliegenden Drähten gut haftete. Diese Drähte zeigten sich schon dicht neben dem Bruchrande rostfrei und ebenso überall im Inneren.

Ein Behälter war durch mehrmaligen Transport durch Umstürzen an verschiedenen Stellen beschädigt, von Rissen durchzogen usw.; an diesen Stellen waren die Drähte verrostet. An den fehlerfreien Stellen zeigte sich die Drahteinlage vollständig rostfrei. Bauschinger faßt seine Meinung über die Erfahrungen mit Eisenbetonplatten wie folgt zusammen: „Ich habe aus meinen Untersuchungen die Überzeugung gewonnen, daß die Eiseneinlagen in den Monierobjekten trotz des Temperaturwechsels und der Witterungseinflüsse, welchen dieselben im Freien ausgesetzt sind, gut an dem Beton haften und rostfrei bleiben". Zöllner bemerkt dazu, daß dies natürlich ein entsprechend fettes Mischungsverhältnis voraussetzt.

Um den Beweis zu erbringen, daß bei Betonobjekten, welche sich zeitweilig unter Wasser befinden, dauernder Rostschutz gegeben ist, hat die Firma Wayss & Freytag, A.-G., im Jahre 1903 an das Stadtbauamt St. Johann das Ansuchen gestellt, von dem im Jahre 1892 hergestellten Eisenbetonkanal ein Stück herausnehmen und durch ein neues ersetzen zu dürfen. Die Untersuchung hat gezeigt, daß das Eisen vollständig rostfrei geblieben war, und daß sich auch sonst keine Anzeichen für eine beginnende Zerstörung bemerkbar gemacht haben[1]) (Abb. 50). Bei den 9 bis 11 m weit gespannten Wölbbrücken der österreichischen Südbahn (den ersten Brücken aus Eisenbeton in Österreich) wurde durch Proben sichergestellt, daß keinerlei Oxydation das Eisen beschädigt habe[2]). Bemerkenswert ist die in Grénoble im Jahre 1901 vorgenommene Probe der dort seit 1883 bestehenden Wasserleitung nach Bauart Monier. Nach 18jährigem Bestande wurde der Mörtel intakt und die Eisenstäbe blank und mit großer Haftkraft vorgefunden. Das gleich günstige Resultat zeigten die Probe-Eisenbetondecke des österreichischen Gewölbeausschusses zu Matzleinsdorf, die Erfahrungen mit Probestücken in der Zementfabrik Blaubeuren usw.



Abb. 50. Ein Dokument der Rostsicherheit.

Von Interesse sind die Zeugnisse über den Rostschutz, die Edwin Thacher auf dem internationalen Ingenieur-Kongreß in St. Louis[3]) mitteilte: G. Bouscaren entnahm 1875 Ankerglieder aus dem Fundament einer von Roebling 1855 gebauten Hängebrücke in tadellosem Zustande.[4]) L. L. Buck stellte in der Verankerung der Niagara-Hängebrücke an den Stellen Rost fest, wo Kalkstein am Eisen auflag, während sonst die Eisen nach 25 Jahren ohne Mängel geblieben waren. E. L. Ransome fand im Beton eines Bürgersteiges in Chicago nach 8 bis 10 Jahren die Eisen rostfrei, des-

[1]) Beton u. Eisen 1904, S. 193.

[2]) Die neuesten Untersuchungen von Klaudy sind in der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1908, Heft 30 (Juli) veröffentlicht.

[3]) Beton u. Eisen 1905, Heft IV, S. 78.

[4]) Engineering Record, Bd. 38, S. 253.

gleichen in einem ähnlichen Falle in New-York. W. Sooy Smith berichtet von einem Eisenstück, das in dem Obelisk gefunden wurde, der aus Ägypten nach New-York geschafft und dort im Zentralpark aufgestellt worden ist. Nach dem Alter des Obelisken muß das Eisen 2300 Jahre im Mörtel eingebettet gelegen haben.

Als das nachweisbar älteste jetzt noch existierende Bauwerk aus Eisenbeton sei der Kahn erwähnt, den der französische Ingenieur Lambot um das Jahr 1850 in Carcês (Departement Var) herstellte; es ist ein noch heute im Park von Miraval auf dem Wasser schwimmendes Objekt, das auf der Weltausstellung in Paris im Jahre 1855 gezeigt wurde und großes Interesse erregte. Damals wurde auch im Ernste erwogen, aus Eisenbeton größere Schiffe zu bauen; doch hat die Marineverwaltung in Toulon dagegen Bedenken erhoben, wie leicht erklärlich ist.[1]) Seit dem Jahre 1896 sind von der Firma Cabellini in Rom mehrere Schiffe von 90 bis 150 t Tragfähigkeit aus Eisenbeton erbaut worden, die auf dem Tiber verkehren.[2]) Die genannten Beispiele sollen dartun, daß der Eisenbeton selbst unter so ungünstigen Umständen, wie sie die Verwendung zu Schiffen darstellen, von größter Dauer ist.

Wenn nach den erwähnten Beispielen die praktischen Erfahrungen über das Verhalten des Eisens im Sand-, Kies- und Steinbeton, die sich um unzählige vermehren ließen, durchaus günstige sind, so ist vom Schlacken- und Aschenbeton nicht immer dasselbe zu berichten. Bei den Versuchen in Hamburg an Pfeilern für Ladeschuppen stellte man fest, daß der 1 : 6 gemischte Aschenbeton die Rostbildung nicht hinderte. Als Roebling in New-York mit Betonblöcken, die aus 1 Zement, 2 Sand und 5 Anthrazitasche bestanden, und in welche Flußeisenstäbe eingebettet waren, Versuche anstellen ließ, waren die Eisen nach 28 Tagen an der oberen Seite gerostet, an der unteren aber unversehrt. Der Unterschied erklärt sich daraus, daß der Mörtel aus Zement und Sand, welcher das Eisen gegen die zerstörende Wirkung der Asche schützt, durch das Stampfen nach Einlegen des Stabes wieder nach oben gedrungen war. In St. Louis (V. St. v. A.) zog man im Jahre 1898 ein Stück Streckmetall aus einer im Jahre 1893 erbauten Deckenplatte aus Schlackenbeton; das Eisen war mit einer Rostschicht überzogen, nach deren Entfernung das Gewicht sich um 5 vH. verringerte. Eine andere Wahrnehmung machte man im Jahre 1898 in Warschau an einer Schlackenbetondecke, deren Eiseneinlagen nach zwei Jahren unversehrt befunden wurden.[3]) Aus diesen Beispielen ist ersichtlich, daß Aschen- und Schlackenbeton die Rostsicherheit des eingebetteten Eisens nicht immer zu gewährleisten vermag, was auch durch die exakten Laboratoriumsversuche erwiesen ist.

Ohne Zweifel ist aber der Zement an sich ein sicheres Schutzmittel, wie seine praktische Verwendung als Anstrich und die damit erzielten Erfolge dartun.[4]) In der Generalversammlung der Zementfabrikanten 1904 berichtete Goslich über den Zement als Schutzanstrich bei eisernen Reservoiren. Besonders in Frankreich wird der Zement zum Anstrich der Eisenteile von Brücken angewendet, bei denen es sich vornehmlich um den Schutz gegen die Einwirkung der Verbrennungsgase der Lokomotiven handelt; meist wird der Verputz in zwei Lagen aufgetragen. Gute Erfolge sind mit Anstrichen aus Teer zu verzeichnen, auf die Zementpulver so lange aufgebracht wird, bis sich ein zäher fester Überzug bildet. Zementschutzanstriche haben in größerem Maße auch bei der Tunnelbahn in Boston Anwendung gefunden.

---

[1]) Béton armé 1902, Nr. 55; Beton u. Eisen 1903, S. 82.

[2]) Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement 1907, S. 84; ferner „Handbuch für Eisenbetonbau“, III. Band, 1. Teil.

[3]) Christophe, Der Eisenbeton, Berlin 1905, S 531.

[4]) Cement (New-York), Vol. 3, 1902.

Thacher hat Eisenanker, die in die Erde versenkt werden mußten, in Jute eingewickelt und diese mit flüssigem Portlandzement gesättigt.[1])

δ) Elektrolytische Zerstörungen des Eisens im Beton.

Die Frage der Zerstörungen und Schäden, welche die von elektrischen Bahnen herrührenden Ströme in der Erde verursachen, ist noch nicht geklärt. Tatsache ist, daß ein kleiner Teil des elektrischen Stromes seinen Weg durch die Erde nimmt und infolge seiner elektrolytischen Wirkungen Gas- und Wasserleitungsröhren sowie andere metallische Körper zerstören kann.

Man hat die Erfahrung gemacht, daß auch die in der Nähe von Starkstromleitungen befindlichen Eisenkonstruktionen durch die Erdströme beschädigt werden. Zuweilen ist angenommen worden, daß Beton, der das Eisen vor Rost schützt, auch die elektrolytischen Wirkungen hintanhalten könne. Diese Ansicht dürfte aber nicht den Tatsachen entsprechen. Nach den Untersuchungen des Amerikaners A. Knudson (Mitteilungen im American Institute of Electrical Engineers) wirkt die Elektrizität sowohl auf das Eisen wie auf Beton zerstörend ein.[2]) Zur Vornahme der Versuche wurden drei Blöcke 25 · 25 · 30 cm aus Beton 1 : 2 hergestellt. In der Mitte jedes Blockes kam ein 50 mm weites schmiedeeisernes Rohr zu liegen. Das Experiment fand im Electric Testing Laboratory in New-York statt. Block I wurde in Süß-, Block II und III in Salzwasser getaucht, worauf man durch I und III einen Strom von 0,1 Ampère hindurchfließen ließ. Nach 30 Tagen nahm man die Blöcke aus dem Wasser und prüfte sie. Der nicht von Elektrizität durchflossene Körper II hatte große Festigkeit, während die beiden anderen leicht zerdrückt werden konnten, sowie Risse und Mörtelaufweichungen zeigten. Beim Kontrollblock II war das Eisen völlig blank, in den beiden anderen stark angegriffen; der Rost war vom Eisen ausgehend nach der Oberfläche zu in den Beton eingedrungen. Eine zweite Versuchsreihe gleicher Art hatte dieselben Ergebnisse.

Diese Versuche reichen allerdings nicht aus, um weitgehende Schlüsse zu ziehen, zudem sie unter dem sehr ungünstigen Umstande ausgeführt sind, daß der Strom unmittelbar in das Eisen eingeleitet ist. Die Versuche mahnen jedoch bei Eisenbetonbauten überall da zur Vorsicht, wo stärkere elektrische Ströme in diese gelangen können. Vor allem werden die Eiseneinlagen sorgfältig vor der unmittelbaren Berührung durch stromführende Leitungen, Schienen u. dergl. zu schützen sein.

[1]) Weitere Angaben über die Frage der Dauerhaftigkeit des Eisens im Mörtel: American Society of Civil Engineers Proceedings 1902, August; Cement and Engineering News, Vol. 13, Nr. 5 (Protecting steel from corrosion); Engineering Record 1903, 11. Oktober (Durability of concrete steel constructions); Cement (New-York), Vol. 4, Nr. 2 Preservation of structural steel in buildings); Engineering (London) 1907, Nr. 2160 (Lebensdauer der Eisenbetonbauten).

[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft VII, S. 187; Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement 1907, S. 40; Engineering (London) 1907, Nr. 2178.

Literatur.

Zeitschriften:

Annales des ponts et chaussées 1902.
Beton u. Eisen, 1903 bis 1908.
Béton armé 1902 u. 1904.
Cement Age (New-York) 1906 u. 1908.
Cement and Engineering News, Bd. 13, 14, 15 u. 19.
Il Cemento 1905.
Le Ciment 1904 u. 1906.
Cement (New-York) 1902 u. 1904.
Deutsche Bauzeitung 1897 u. 1907.
Engineering (London), Nr. 1933 u. 2178.
Engineering News 1896, 1897, 1904, 1906, 1907 u. 1908.

Engineering Record 1907.
Engineering Review (London), Bd. 11.
Iron Age 1902.
Mitteilungen aus der Kgl. techn. Versuchsanstalt Charlottenburg (Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde) 1894.
Proceedings of the Amer. Society for Testing Materials 1902 u. 1905.
Publications of British Fire Prevention Committee, Nr. 61, 65, 78, 81, 82, 96, 99, 101, 107, 108 u. 118.
Süddeutsche Bauzeitung 1906.
Teknisk Forenings Tidsskrift 1904.
Tonindustrie-Zeitung 1897.
Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1903 u. 1908.
Zement und Beton 1903.
Zentralblatt der Bauverwaltung 1900, 1903 u. 1904.

Werke:

Berger et Guillerme, La construction en ciment armé.
Büsing und Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendung im Bauwesen.
Christophe, Le béton armé.
Considère, Experimentaluntersuchungen (übersetzt von Blodnig).
Denkschrift über die Brandversuche im Wiener Modelltheater.
Hagn, Schutz von Eisenkonstruktionen gegen Feuer.
Sutcliffe, Concrete, its nature and use.

b) Der innere Ausbau.

Bearbeitet von Baurat **W. Knapp,** Lehrer a. d. Großherzogl. hessischen Technischen Hochschule in Darmstadt.

α) Pfeiler und Säulen.

Die Eiseneinlagen dieser vorzugsweise auf Druck beanspruchten Konstruktionen müssen derart angeordnet sein, daß sie zur Aufnahme sowohl der Hauptdruckspannungen als auch der Nebenbiegungsspannungen geeignet sind; sie sollen daher möglichst symmetrisch liegen zur Achse des Pfeilerquerschnitts. Die Querschnittsform wählt man meistens so, daß eine leicht herstellbare Stampfform erzielt wird; daher findet man den quadratischen Querschnitt als den am häufigsten ausgeführten, danach ist die rechteckige mit abgeschrägten Ecken und zuletzt auch die runde Querschnittsform zu erwähnen. Ist die Unterbringung irgend einer Zu- oder Ableitung erwünscht, so kann das Innere der Säulen auch hohl ausgebildet werden.

Die Eiseneinlagen sind möglichst nahe an der Außenfläche des Pfeilerumfangs angeordnet und werden in gewissen Abständen durch besondere Querverbindungen miteinander verbunden. Auf diese Weise hindert einerseits das Eisen den Beton am seitlichen Ausweichen, anderseits verhindert der Beton die Eiseneinlagen am Ausknicken zwischen den Querverbindungen.

Die Durchmesser der Eiseneinlagen schwanken je nach Belastung zwischen 14 und 40 mm.

Bezüglich der Art und Weise der Anordnung der Eiseneinlagen kann man zwei verschiedene Arten der Armierung der Eisenbetonpfeiler unterscheiden:

1. Pfeiler mit lotrechten Eiseneinlagen und wagerechten Querverbindungen.
2. Pfeiler mit lotrechten Eiseneinlagen und spiralförmigen Querverbindungen.

1. Pfeiler mit lotrechten Eiseneinlagen und wagerechten Querverbindungen.

Hier ist zuerst das System Hennebique (Abb. 1) zu erwähnen: Die lotrechten Eiseneinlagen bestehen aus Rundeisen; als Querverbindungen dienen durchbohrte, über die Rundeisen gesteckte Flacheisenstreifen oder auch Schlingen aus Draht. Die Längsarmierung wird stets symmetrisch gewählt, z. B. für quadratischen Querschnitt Einlagen in den vier Ecken des Pfeilers; der Abstand der Querverbindungen ist ungefähr gleich der Seitenabmessung der Pfeiler. Da jedoch bei einer Querarmierung mit Flacheisen eine verhältnismäßig bedeutende Durchschneidung der Betonmasse der Pfeiler herbeigeführt wird, so hat Hennebique in letzter Zeit mehr die Querarmierung mittels Bänder aus Eisendraht durchgeführt, welche je zwei der lotrechten Rundeisen miteinander verbinden.

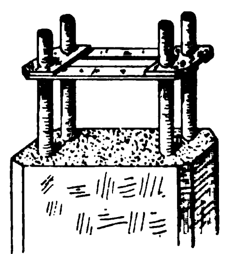


Abb. 1.

Sind die Stäbe zu lang, um sie aus einem Stück herzustellen, so verwendet man zur Verbindung der Stäbe kleine Muffen, in welche die Stabenden hineingesteckt werden.

Hennebique selbst verwendete früher zur Bestimmung der Pfeilerabmessungen und der Eiseneinlagen eine auf Erfahrungswerte sich stützende Regel; neuerdings werden jedoch die Eisenbetonpfeiler wie alle anderen Eisenbetonbauten auf Grund der amtlichen Vorschriften oder der „Vorläufigen Leitsätze“ berechnet.

Am Fuß der Pfeiler stehen die Stäbe auf einer durchgehenden, 3 bis 5 mm starken Eisenblechplatte, deren äußerer Umriß gleich demjenigen der Querverbände ist; diese Platte soll das Eindringen der Stäbe in den darunter liegenden Bauteil verhindern und eine gleichmäßige Verteilung der Beanspruchung gewährleisten. Eine andere Anordnung der Fußplatte ist auf Abb. 3 dargestellt, während aus Abb. 2 zu ersehen ist, wie eine dünnere Eisenbetonsäule in eine stärkere übergeht.

Andere Systeme von Eisenbetonpfeilern unterscheiden sich von Hennebique nur in der Anordnung der Querarmierung, so das System Wayss (Abb. 4), bei dem die Querverbindungen aus Rundeisen von 7 bis 10 mm bestehen, und das System Bussiron bei welchem Bandeisen hierzu verwendet werden. Abb. 5 stellt einen Pfeilerquerschnitt nebst Querarmierung nach dem System Luipold dar.

Züblin-Straßburg verwendet zur Querarmatur gedrehte Rundeisen nach Art seiner Sperrbügel bei den Deckenkonstruktionen (vergl. auch Abb. 315, S. 167, Kap. Zwischendecken) und hat damit gute Erfolge erzielt (vergl. Abb. 6, 7 u. 8).

Eine Säulenarmierung nach System Eggert zeigen

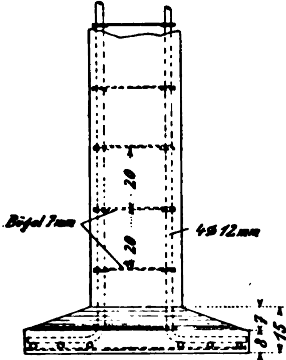


Abb. 2. Übergang einer dünneren Eisensäule in einer stärkeren.

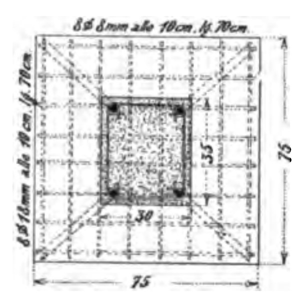


Abb. 3. Anordnung der Fußplatte.

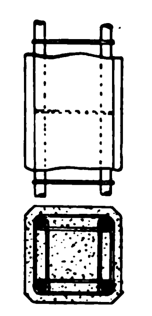


Abb. 4. Säulenarmierung nach Wayss.

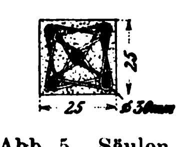


Abb. 5. Säulenarmierung nach Luipold.

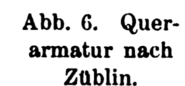


Abb. 6. Querarmatur nach Züblin.

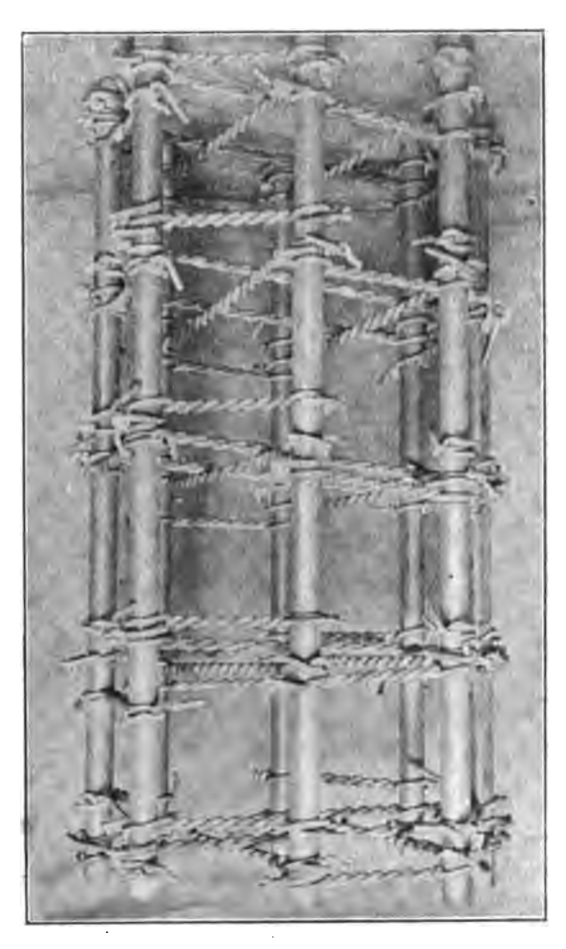
Abb. 9, 10 u. 11; die lotrechten Einlagen bestehen aus Quadrateisen, ebenso die Bügel; die ersteren sind am Fuß umgebogen und endigen in einem besonderen Betonsockel, welcher den Säulendruck auf eine größere Fläche des eigentlichen Fundamentbetons überträgt, entsprechend der geringeren zulässigen Beanspruchung des letzteren.

Häufig findet man auch am Fuße der Pfeiler einen besonderen Flacheisenrost angeordnet, der die Aufgabe hat, den Druck der Pfeiler auf eine größere Betonfläche zu verteilen.

Schließlich sei hier noch ein neues Verfahren von Visintini zur Herstellung von Eisenbetonstützen angeführt.

Den Gegenstand der Visintinischen Erfindung bildet eine Tragkonstruktion — Säule oder Pfeiler — aus Beton, Kunststein u. dergl., die aus einzelnen Teilstücken besteht, die, fabrikmäßig hergestellt, fertig auf den Bau geliefert werden, und zwar in jenen Dimensionen, die der verlangten Tragfähigkeit entsprechen. Verstärkt werden diese Einzelelemente durch Eiseneinlagen, die eine Verbindung untereinander bewirken, während überdies die eigentümliche Form eine gegenseitige Verschiebung unmöglich macht.

Der Erfindungsgegenstand besteht, wie aus Abb. 12 bis 19 ersichtlich, aus vollen oder hohlen Betonkörpern *a* von rechteckigem oder kreisförmigem Querschnitt; dieselben besitzen an ihrer oberen Fläche eine Erhöhung, ähnlich einem niedrigen, leicht konischen Zapfen, während die Unterfläche eine entsprechende Vertiefung zur Aufnahme dieses Zapfens vom darunterliegenden Betonkörper besitzt. Dadurch ist an sich schon eine genügende Verbindung gegen zentrischen Druck erzielt. Um aber auch exzentrischer Belastung sowie der etwaigen Knickgefahr Rechnung zu tragen, enthalten die Betonkörper Bohrungen *b*, welche dazu bestimmt sind, Metallstäbe *c* auf-



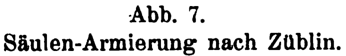


Abb. 7.
Säulen-Armierung nach Züblin.

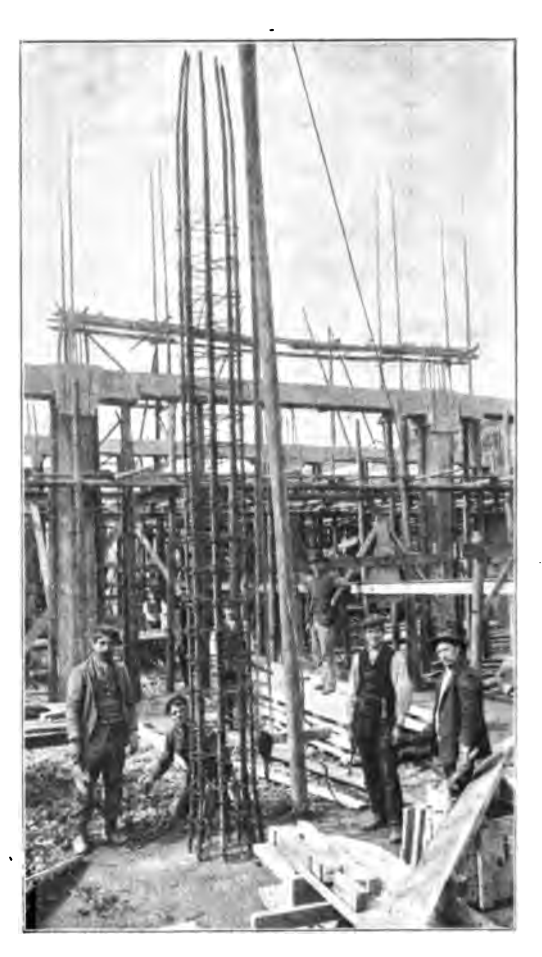


Abb. 8. Neubau Sächs. Wollgarnfabrik vorm. Tittel u. Krüger, Leipzig. Säulen-Armierung nach Züblin.

zunehmen. Die einzelnen Säulenelemente können auch, um ihren Zusammenhalt zu erhöhen, in Zementmörtel versetzt und die Hohlräume, welche die Metalleinlagen enthalten, gleichfalls mit diesem Bindemittel ausgefüllt werden. Die Fuge *d* zwischen je zwei Teilstücken dient dann noch dazu, Quereisen *e* zur Verminderung der Knicklänge bei den vertikalen Metalleinlagen anzubringen.

Der Vorteil dieser Konstruktion besteht nach den Ausführungen Visintinis vor allem darin, daß die einzelnen Betonkörper von verhältnismäßig geringerem Gewicht fix und fertig zum Bau geliefert werden, sich für jeden durch die Belastung bedingten

Querschnitt herstellen lassen und in der denkbar einfachsten Weise, ohne durch Schalung u. dergl. den Einbau zu verzögern, rasch zu einer Stütze verbunden werden können, die sofort imstande ist, Lasten zu tragen.

Die Zeichnung zeigt in Abb. 12 u. 13 einen Längsschnitt nebst Querschnitt durch eine fertiggestellte Säule, wobei der oberste Betonkörper als Kapitel, die beiden untersten als Sockel bezw. Fundament ausgebildet erscheinen.

Abb. 14 gibt einen vollen Betonkörper in perspektivischer Ansicht, an welchem die Vertikaleisen *c* hervorragen, während gleichzeitig die Querverschnürungseisen *e* ersichtlich gemacht werden.

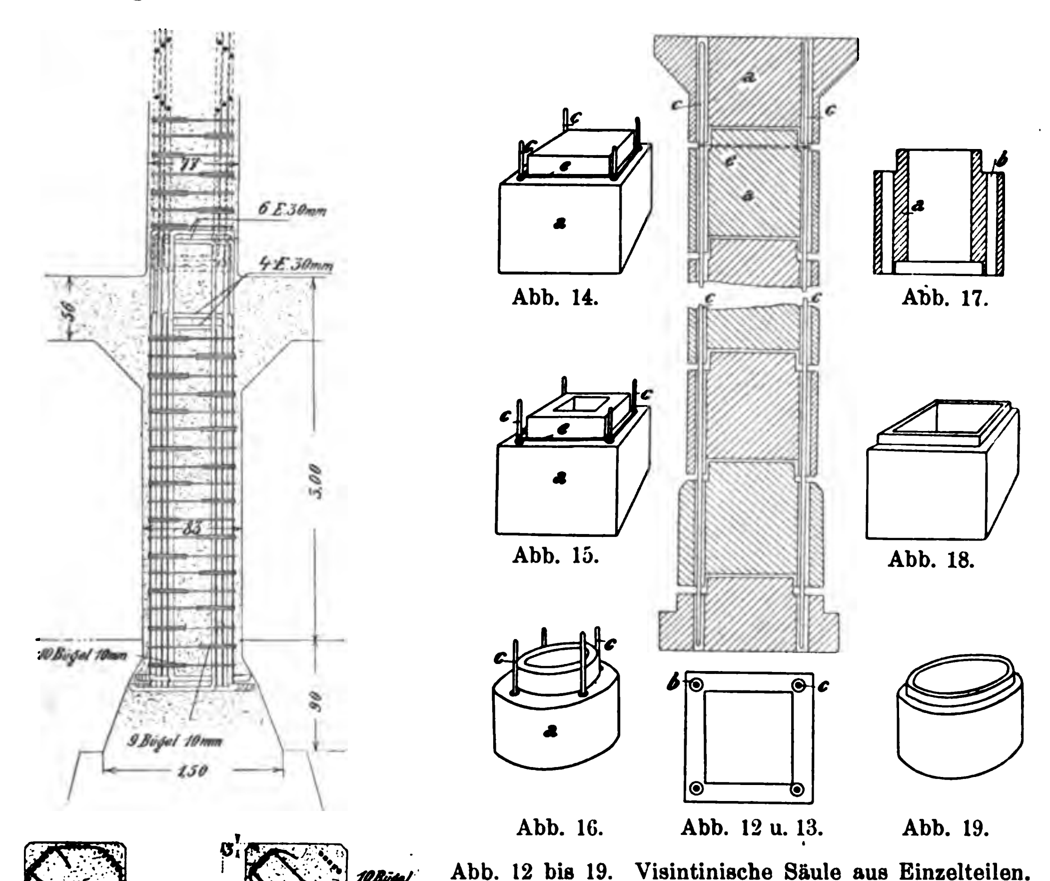


Abb. 12 bis 19. Visintinische Säule aus Einzelteilen.

Abb. 9, 10 und 11. Säulenarmierung nach Eggert.

Eine ähnliche Ausführungsform als Hohlkörper mit rechteckigem Querschnitt ist in Abb. 15 dargestellt, während Abb. 16 ein Säulenelement mit kreisförmigem Querschnitt zeigt.

Abb. 17 endlich gibt einen Längsschnitt, in welchem auch die Hohlräume *b* zu sehen sind, die zur Aufnahme der Eisenstäbe *c* dienen.

Der Visintinische Patentanspruch lautet:

> Säule oder Pfeiler aus Beton, Kunststein u. dergl., dadurch gekennzeichnet, daß die Tragkonstruktion in fabrikmäßig hergestellte Teilstücke zerlegt ist, die unverschieblich ineinander greifen und überdies durch Metalleinlagen miteinander verbunden sind.

2. Pfeiler mit lotrechten Eiseneinlagen und spiralförmigen Querverbindungen.[1]

Der spiralarmierte oder umschnürte Beton (béton fretté) — vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, I. Band, S. 75 — ist eine Erfindung des Franzosen A. Considère, inspecteur général des Ponts et chaussées en retraite.

Der Grundgedanke dieser Erfindung liegt in der bekannten Tatsache, daß ein auf Druck beanspruchter Körper um so schwieriger zum Bruch gebracht werden kann, also eine um so höhere Druckfestigkeit besitzt, je wirksamer seine von dem Druck herrührende seitliche Ausdehnung verhindert wird.

Schon vor Considère haben sich Forscher mit Versuchen in dieser Richtung befaßt, so z. B. Kicks (Marmorwürfel mit Stahlmantel, Alaunkugeln mit Kupferhülle), Bauschinger, Föppl (Steinwürfel unter allseitigem hohen Druck) usw. Das Gebiet aber, auf welchem eine praktische Verwertung dieses Grundgedankens in ausgiebigster Weise möglich war, hat erst Considère durch seine Forschungen über die Umschnürung des Betons mit einer Metallspirale eröffnet.

Considère sagt,[2]) daß er sich über diese Frage bereits vollkommen im klaren war, als er einmal beobachtet hatte, welche Druckfestigkeit Sand in einer Papierrolle durch Umwinden mit Spagat erhielt.

Die Umschnürung, welche der Querdehnung zu widerstehen hat, wird auf Zug beansprucht, ebenso wie die Wandungen eines mit einer Flüssigkeit oder Schüttmasse gefüllten zylindrischen Gefäßes.

In letzterem Falle ist bekanntlich bei einem Durchmesser d die Zugkraft auf einer Zylinderhöhe $= 1$

$$Z = \frac{1}{2} p d$$

und die von Z erzeugte Spannung bei einer Wandstärke δ

$$\sigma = \frac{Z}{\delta}.$$

Nimmt man im Falle der Umschnürung an, daß die Fläche $\delta \cdot 1$ annähernd durch die Summe f_e' der Querschnittsflächen ersetzt werden darf, welche sich durch den Schnitt der Spirale auf der Höhe 1 durch eine Meridianebene ergeben — dies dürfte unter sonst gleichen Verhältnissen um so zulässiger sein, je kleiner die Ganghöhe ist —, so wäre etwa folgende Berechnungsweise der Spirale denkbar:

Bezeichnet σ_e die Zugspannung in der Spirale, so ist

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e'} = \frac{p d}{2 f_e'}.$$

Bezeichnet nun $m = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_q}$ das Verhältnis der Verkürzung ε des Betonzylinders zu seiner Querdehnung ε_q, E_d den Elastizitätsmodul des Betons auf Druck und σ_b die Druckspannung im Beton, so ist

$$\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m} = \frac{\sigma_b}{m E_d}$$

und der spezifische Druck, der notwendig wäre, um die erfolgte Ausdehnung auf Null zu reduzieren, ist

$$p = \varepsilon_q \cdot E_d = \frac{\sigma_b \cdot E_d}{m E_d} = \frac{\sigma_b}{m}.$$

---

[1]) Die nachfolgenden Ausführungen sind der von Considère verfaßten Broschüre: „Der spiralarmierte Beton und seine Anwendung", deutsch von Ober-Ing. S. Sor, entnommen.

[2]) Beton u. Eisen, 1902, Heft V.

Bei einer achsialen Last P und einer Querschnittsfläche des umschnürten Kernes $= F_b$ wäre dann

$$p = \frac{P}{m F_b},$$

somit

$$\sigma_e = \frac{P d}{2 m F_b f_e'}.$$

Diese Formel würde in der Praxis keine zutreffenden Werte liefern, sowohl wegen der Unsicherheit in der Wahl des Koeffizienten m — dessen Wert hängt im wesentlichen auch von der vorzusehenden Längsarmierung ab —, als auch wegen der Einschränkung mit bezug auf die Ganghöhe, die der Formel zugrunde liegt.

Der Weg, den Considère einschlägt, indem er sich die Aufgabe stellt, für eine bestimmte Prismenlänge das Verhältnis zwischen der Wirkung der Spirale und derjenigen einer gedachten Einlage von Längsstangen von gleichem Gewicht zu ermitteln, führt, wenn auch indirekt, viel sicherer zum Ziele. Er gelangte so zu dem Ergebnis, daß die in Form von Spiralen eingelegte Eisenmenge 2,4mal größere Vermehrung der Tragfähigkeit bewirkt, als wenn die gleiche Eisenmenge in Form von Längsstäben angewendet wird. Er gibt ferner an, daß durch die Spiralarmierung sich die Druckfestigkeit des durch die Spirale umschlossenen Betonkerns auf 1,5 k erhöht, wenn k die Bruchfestigkeit (Würfelfestigkeit) des nicht armierten Betons bezeichnet. Ist F_b die Querschnittsfläche des von der Spirale umschlossenen Betonkerns, so kann man für gewöhnliche achteckige Säulen mit der Querschnittsfläche F annehmen $F_b = 0{,}8\,F$. Die durchschnittliche, auf den ganzen Querschnitt sich beziehende erhöhte Druckfestigkeit wäre somit $0{,}8 \cdot 1{,}5\,k = 1{,}2\,k$. Es läßt sich nun für die Dimensionierung von spiralarmierten Betonsäulen eine praktische Regel aufstellen, deren Ableitung hier erfolgen möge.

Es sei:

x der Prozentsatz der Längsarmierung,
y der Prozentsatz der Spiralarmierung,
beide bezogen auf den Säulenquerschnitt;
P die zentrische Last in kg und
F der Säulenquerschnitt in cm².

Beträgt ferner die Streckgrenze des Eisens 2400 kg/cm², so ergibt sich bei 5facher Sicherheit gegen Bruch

$$y = \frac{5 \cdot \frac{P}{F} - (1{,}2\,k + 24\,x)}{2{,}4 \cdot 24}$$

oder

$$y = \frac{1}{57{,}5}\left(\frac{5P}{F} - 1{,}2\,k - 24\,x\right).$$

Oder mit $k = 180$ kg/cm²

$$y = 0{,}087\,\frac{P}{F} - 0{,}417\,x - 3{,}74 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Für ein angenommenes x ergibt sich y.

Solange das Preisverhältnis des Eisens der Spirale zu demjenigen der Längsarmierung $< 2{,}4$ — und dies trifft immer zu —, wachsen die Kosten der Armierung mit zunehmendem x.

Das zulässige Minimum von x ist also mit bezug auf die Kosten das vorteilhafteste.

Ist der Säulenquerschnitt ein regelmäßiges Achteck mit der Seite a, so ist

$$F = 4{,}828\, a^2.$$

Bei einer Druckspannung des Kernes innerhalb der Spirale von 100 kg/cm² und unter der obigen Annahme, daß die Fläche des Kernquerschnitts

$$F_b = 0{,}8\, F,$$

erhält man

$$\frac{P}{F_b} = \frac{P}{0{,}8 \cdot 4{,}828 \cdot a^2} = 100$$

oder

$$a = 0{,}051 \sqrt{P}\,. \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Beispiel: Für $P = 220\,000$ kg ergibt die Formel (2)

$$a = 0{,}051 \sqrt{220\,000} = 24 \text{ cm}$$

$$F = 4{,}828 \cdot 24 = 2780 \text{ cm}^2.$$

Mit $x = 1{,}5$ vH. erhält man nach Formel (1)

$$y = 0{,}087 \cdot \frac{220\,000}{2780} - 0{,}417 \cdot 1{,}5 - 3{,}74 = 2{,}54 \text{ vH.}$$

Man braucht also an Längsstangen

$$f_e = 1{,}5 \cdot 27{,}8 = 41{,}6 \text{ cm}^2$$

und an Spiralen für 1 stgd. m Säule ein Gewicht gleich demjenigen gedachter Längsstangen, deren Querschnittsfläche

$$f_e' = 2{,}54 \cdot 27{,}8 = 71 \text{ cm}^2.$$

Diese Ergebnisse reichen für Vorprojekte und Preiskalkulationen aus.

In Anbetracht der Vorzüge des spiralarmierten Betons und der Zukunft, die ihm bevorsteht, fanden es die Firmen Wayss u. Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt, sowie Ed. Ast u. Co., Wien, für angezeigt, das Ausführungsrecht für Deutschland bezw. Österreich-Ungarn zu erwerben, und wurde das deutsche Patent unter D. R.-P. Nr. 149 944 vom 10. Mai und das österreichische unter Nr. 18 090 vom 16. Juni 1902 Armand Considère in Paris eingetragen.

Der deutsche sowie österreichische Patentanspruch lautet: „Verfahren zur Herstellung von Betonkörpern, wie Säulen u. dergl., welche hohe achsiale Druckfestigkeit besitzen sollen, dadurch gekennzeichnet, daß außerhalb des Kernes des vollen Betonkörpers konachsial zu demselben eine Metallspirale mit nahe aneinander liegenden Windungen eingelegt wird".

Obwohl in beiden Ländern noch keine behördlichen Vorschriften betr. Anwendung des spiralarmierten Betons vorhanden sind, so gelang es doch, ihn in einzelnen Fällen mit vollem Erfolg zur Ausführung zu bringen.

Es ist sehr wichtig, nach dem Beispiel von Frankreich auch in Deutschland und Österreich behördlich genehmigte Leitsätze für die Anwendung von spiralarmiertem Beton zu erlangen.

Im Zusammenhang damit mögen im nachfolgenden die Art. 4 und 5 der entsprechenden französischen Instruktionen, samt den zu Art. 5 gehörigen Erläuterungen wiedergegeben werden.

Art. 4. Die bei statischen Berechnungen von Eisenbetonkonstruktionen zulässige Druckspannungsgrenze des Betons darf 0,28 derjenigen Druckfestigkeit **nicht** überschreiten, welche nicht armierter Beton von derselben Zusammensetzung nach 90 tägiger Erhärtung erreicht.

Der Wert dieser auf Würfeln von 20 cm Seitenlänge gemessenen Festigkeit ist in dem Bauanschlag jedes Entwurfs zu spezifizieren.

Art. 5. Wenn der Beton mit Spiraleinlagen versehen ist, oder wenn die Quer- oder Schrägeinlagen, welche er enthalten soll, derartig angeordnet sind, daß sie mehr oder weniger wirksam seiner Querausdehnung unter dem Einfluß des achsialen Druckes, dem er unterworfen ist, widerstehen, so kann die im vorigen Artikel vorgesehene Druckspannungsgrenze mehr oder weniger erhöht werden, je nach Volumen und Wirksamkeitsgrad der Quereinlagen, ohne daß die neue Grenze, möge der Prozentsatz des verwendeten Metalls sein wie er wolle, 60/100 (0,60) der Druckfestigkeit des nicht armierten Betons überschreiten kann, wie sie in Art. 4 bestimmt ist.

Erläuterung zu Art. 5. Es ist angebracht, die rationelle Anwendung des Eisens zu fördern nicht nur als Längsarmierung, sondern auch in der Quer- und schrägen Richtung, um die Querdehnung des Betons unter dem Einfluß der achsialen Kräfte zu verhindern. Seine Druckfestigkeit erhöht sich so bedeutend und erreicht, wenn die Querarmierung aus einer genügend dichten Umschnürung besteht, Werte, die nicht vorauszusehen, sondern nur durch Versuche zu erkennen waren. — Es ist also natürlich, auch die zulässige Druckbeanspruchung zu erhöhen, je nach dem Volumen und der Anordnung der Quer- oder schrägen Einlage. Es wäre schwierig, in dieser Hinsicht eine genaue Angabe zu machen. Einige vergleichsweise im Laboratorium oder auf der Baustelle an Betons ohne und an solchen mit Querarmierung vorgenommene Versuche zeigen die durch diese Armierung erreichte Erhöhung der Druckfestigkeit und gestatten, die entsprechende Erhöhung zu bestimmen, welche man ohne Gefahr für die Beanspruchungsgrenze annehmen kann.

Jedenfalls erlauben, mangels eines Besseren, die von der Eisenbetonkommission gemachten Versuche, anzunehmen, daß die Quereinlagen und die Umschnürung die Druckfestigkeit eines Betonprismas durch den Koeffizienten

$$1 + m' \cdot \frac{V'}{V}$$

multiplizieren, wobei V' das Volumen der Quer- oder Schrägeinlagen und V das Volumen des Betons für eine gleiche Länge des Prismas bedeutet. m' ist ein mit dem Wirkungsgrade des zwischen den Längseisen hergestellten Verbandes veränderlicher Koeffizient. Im Falle dieser Verband aus Querverbindungen besteht, welche Rechtecke in Projektion auf einem Querschnitt des Prismas bilden, kann der Koeffizient m' von 8 bis 15 variieren, wobei sich das Minimum auf den Fall bezieht, wo der Abstand der Quereinlagen die kleinste Querdimension des betrachteten Prismas erreicht und das Maximum, wenn der erwähnte Abstand auf höchstens $^1/_3$ dieser Dimensionen sinkt.

Wenn die Quereinlage aus einer Umschnürung von mehr oder weniger voneinander entfernten Spiralen besteht, kann der Koeffizient m' von 15 bis 32 variieren. Das Minimum würde anzuwenden sein, wenn die Ganghöhe der Spiralen $^2/_5$ der kleinsten Querdimension des Prismas erreicht, und das Maximum, wenn dieser Abstand erreichen würde:

$^1/_5$ der erwähnten Dimension für einen Achsialdruck von 50 kg für 1 cm^2,
$^1/_8$ der erwähnten Dimension für einen Druck von 100 kg für 1 cm^2.

Die vorstehenden Angaben unterliegen dem unerläßlichen Vorbehalt, welcher in Art. 5 enthalten ist, wonach in keinem Falle, wie auch der Eisenprozentsatz und der Wert des Koeffizienten $1 + m' \cdot \frac{V'}{V}$ sein mögen, die zulässige Beanspruchung 0,60 der Festigkeit des nicht armierten Betons, wie sie in Art. 4 definiert ist, überschreiten darf.

Diese Verfügung hat den Zweck, sich in allen Fällen an eine Beanspruchungsgrenze zu halten, welche nicht die Hälfte des Druckes überschreitet, der die oberfläch-

liche Rissebildung des Eisenbetons hervorzurufen anfängt, und der gemäß den Versuchen der Eisenbetonkommission um 25 bis 60 vH., je nachdem, den Druck überschreitet, welcher die Zerdrückung des nicht armierten Betons bewirkt.

Die Armierung des spiralarmierten Betons besteht im wesentlichen aus einer Metallspirale, die von der Oberfläche weit genug absteht, um vor äußeren Veränderungsursachen geschützt zu bleiben. Sie hat den Zweck, die Querdehnung des Betons zu verhindern, ohne welche der Bruch nicht eintreten kann.

Praktische oder nebensächliche Erwägungen führen dazu, das Umhüllungsnetz durch Längsstangen aus Metall zu vervollständigen (Abb. 20).

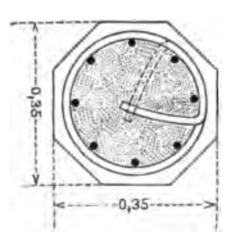


Abb. 20. Säulenarmierung nach Considère.

Von jener Zeit an ist dieses neue Material der Gegenstand zahlreicher Versuche gewesen, und zwar in den Laboratorien der Straßen- und Brückenbauschule, sowie des Kunst- und Gewerbe-Museums zu Paris, der Technischen Hochschulen von Stuttgart, Turin und Zürich, sowie auch in dem Laboratorium des Artillerie-Arsenals von Turin, und wichtige und mannigfaltige Anwendungen sind in den verschiedenen Ländern hiermit gemacht worden.

Nähere Einzelheiten über diese interessanten Versuche sind in der obenerwähnten Schrift Considères enthalten. Über das bisher erreichte Gesamtergebnis der Versuche sei hier nur kurz folgendes zusammengefaßt.

1. Prinzip der Umschnürungswirkung.

Die Moleküle eines spiralarmierten Körpers üben auf sich gegenseitig eine Wirkung aus, ähnlich der Reibung, welche zwischen den in Metallbüchsen eingeschlossenen Sandkörnchen entsteht, und welche uns veranlaßt, bei Gerüsten z. B. unsere größten Lasten auf Sandtöpfe zu stellen.

Anderseits bleibt die Kohäsion der spiralarmierten Körper unter Druckeinwirkungen und trotz Formänderungen bestehen, von denen man bis jetzt gar keine Vorstellung hatte.

2. Bedingungen für eine gute Umschnürung.

Um die größte Festigkeit zu erzeugen, muß die Umschnürung folgende Bedingungen erfüllen:

Die Umschnürungseisen müssen so nahe aneinander liegen, daß sie mit den Längsstangen ein hinreichend enges Netz bilden, um ein Entweichen des Betons zwischen den Maschen unmöglich zu machen.

Der umschnürte Kern muß voll sein oder darf nur unbedeutende Luftblasen aufweisen.

Die Projektion der Umschnürungseisen auf eine senkrecht zur Prismenachse stehende Ebene muß konvex sein.

3. Ergebnisse.

In den untersuchten Prismen war die Nutzwirkung der ganzen Armierung im Durchschnitt dreimal größer für die spiralarmierten Prismen als für diejenigen, welche in gewöhnlicher Weise mit Längsstäben und Bügeln armiert waren.

Scheidet man die Spiralen von den Längsstäben, die sie umschnüren, aus, so findet man, daß ihre Nutzwirkung mindestens viermal so groß war als diejenige der gewöhnlichen Armierungen.

Die spiralarmierten Körper haben sehr hohe Festigkeiten ergeben, sogar bis zu 1800 kg/cm² des umschnürten Kernes.

Die Zusammendrückung vor Eintritt des Bruches schwankte zwischen 20 und 120 mm bei einfachem Druck und überschritt 200 mm bei Biegung. Der gewöhnlich armierte Beton kann bekanntlich keine größeren Zusammendrückungen als 1 mm, ausnahmsweise 1,5 mm, für 1 m vertragen.

4. Neuheit des spiralarmierten Betons.

Seinem Prinzip, seinen Anordnungen und Ergebnissen nach ist der spiralarmierte Beton ein neues Material.

In den Anordnungen, welche verschiedene Konstrukteure getroffen haben, ohne jedoch dabei an eine Umschnürung zu denken, fehlten stets gewisse unerläßliche Bedingungen. Entweder waren die Querverbindungen zu weit entfernt voneinander, oder der Beton, den sie umgaben, wies große Luftblasen auf oder die Verbindungen waren nicht genügend konvex.

Was das Prinzip selbst der Umschnürung anbetrifft, scheint es festzuliegen, daß hiervon nie vor 1902 die Rede war, und es ist eine bezeichnende Tatsache, daß die preußische Regierung in ihren Bestimmungen von 1904 dieses Prinzip noch nicht erwähnt hat; man schrieb den Querarmierungen keine andere Rolle zu als die, das Ausknicken der einzelnen Längsstäbe zu verhindern.

Es ist ebenso bekannt, daß die Konstrukteure in den Festigkeitsberechnungen die Querarmierungen stets vernachlässigt und nur die Längsarmierung berücksichtigt haben.

5. Nutzen des spiralarmierten Betons.

Bei statisch bestimmten Systemen, wie einfache Träger, Dreigelenkbogen usw., ergibt sich die Überlegenheit des umschnürten Betons hauptsächlich aus seiner höheren Widerstandsfähigkeit.

Bei statisch unbestimmten Konstruktionen, wie eingespannte Säulen und Bogen, eingespannte oder kontinuierliche Träger usw., fügt die Dehnungsfähigkeit des Betons, sowie der Umstand, daß die Umschnürung die Festigkeit in viel höherem Maße als die Elastizität erhöht, ihre Vorteile demjenigen der Widerstandsfähigkeit hinzu. Kommen Fundamentbewegungen in Betracht, so ist die Dehnungsfähigkeit sogar viel wichtiger als die Widerstandsfähigkeit.

6. Gefahranzeige.

Der umschnürte Beton meldet die nahende Gefahr des Einsturzes. Etwa unter einer Last von 20 bis 30 vH. vor dem Bruch schält sich immer die Umhüllung der Drahtspiralen ab, die für die Tragfähigkeit ohne weiteren Belang ist, also auch eventuell nachträglich angebracht oder ersetzt werden kann. Während also bei sonstigen Bauweisen Unglücksfälle hauptsächlich deshalb so gefährlich sind, weil sie oft plötzlich eintreten, liegt hier die Möglichkeit vor, der Gefahr auszuweichen, ihr zu begegnen und so gegebenenfalls nicht nur die Personen, sondern auch die Bauwerke rechtzeitig zu retten.

Anwendungen.

Der spiralarmierte Beton hat schon zahlreiche Anwendungen erfahren. Bei all diesen Anwendungen konnte man die Bedeutung der von ihm gebotenen Vorteile, im Hinblick auf die weiter oben angeführten Gesichtspunkte konstatieren.

Außer seinen allgemeinen Vorteilen bietet bei Säulen der spiralarmierte Beton denjenigen der Raumersparnis, da er die Zulassung höherer Spannungen und somit die Verwendung kleinerer Querschnitte gestattet. Als Beispiel mögen die symmetrisch

belasteten Säulen des Fabrikneubaues der Herren Menier in Noisiel sur Marne (Abb. 21 u. 22) angeführt werden, welche mit einem Querschnitt von 68/68 cm Lasten von 700 t zu tragen haben. Die Druckspannung erreichte hier den außerordentlichen Wert von 460 kg/cm². Der Beton enthält 450 kg Zement für 1 m³, und der Metallprozentsatz beträgt 4 vH. für die Spiralen und 2 vH. für die Längsstangen. Diese Säulen wurden mit besonderer Sorgfalt unter einer stetigen Aufsicht ausgeführt.

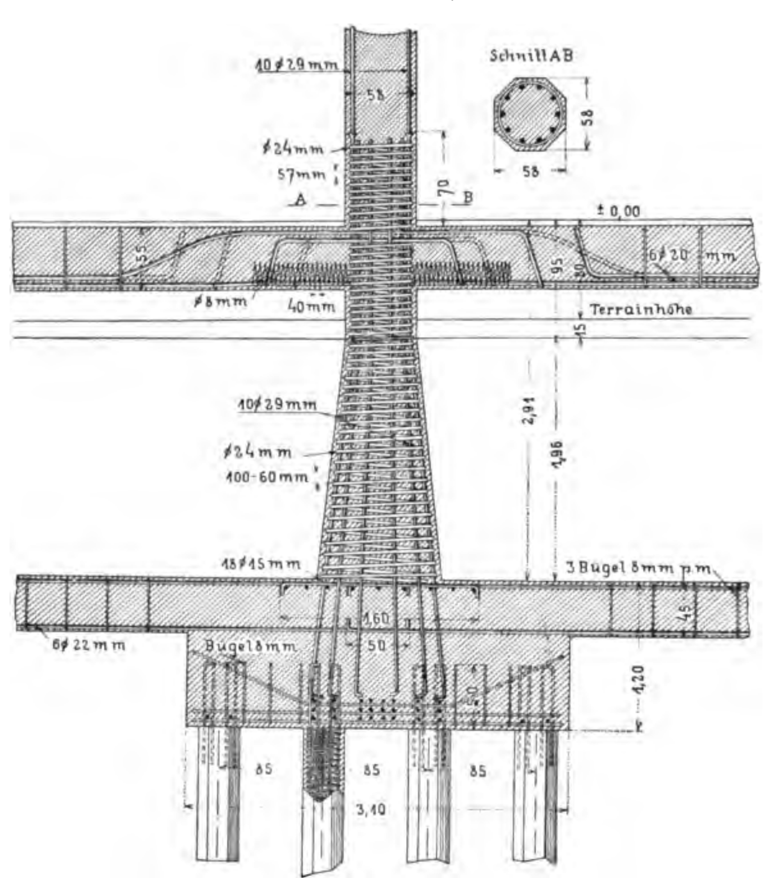


Abb. 21 und 22. Considèresche Säulen im Fabrik-Neubau Menier in Noisiel sur Marne.

Verlangen die näheren Verhältnisse keine außerordentlichen Anordnungen, so beschränkt man sich, indem man kleinere Zementmengen und Metallprozentsätze verwendet, auf Druckspannungen von 60 bis 120 kg/cm².

Auch wären die von der Firma Wayss u. Freytag ausgeführten Säulen im Speicherbau Schröder in Hamburg, im Neubau der Singer-Nähmaschinenfabrik in Wittenberge, im Neubau Bosch in Stuttgart usw., sowie die Säulen des großen Fabrikbaues, den die Firma Ed. Ast u. Cie. in Brünn ausgeführt hat, zu erwähnen.

Die Versuche über die verschiedenen Arten der Armierung sind noch nicht zum Abschluß gelangt; die Meinungen über den Wert derselben gehen noch weit auseinander. Die zur Zeit im Gange befindlichen eingehenden Versuche, ausgeführt im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von der Materialprüfungsanstalt in Groß-Lichterfelde, werden hoffentlich bald Klarheit hierüber verschaffen.

Schließlich sei an dieser Stelle auch der Versuche von v. Emperger insbesondere mit biegungsfesten Profilen (⊏-, I-, L- und ⊥-Eisen) gedacht, worüber Näheres in Heft VIII der „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons" veröffentlicht ist.

Über die Verbindung der Säulen mit den zugehörigen Deckenkonstruktionen finden sich Einzelheiten unter Kapitel: Zwischendecken, daselbst sind auch Beispiele für Berechnung von Säulen wiedergegeben.

β) Mauern aus Eisenbeton.

Allgemeines.

Vollständige Gebäudemauern aus Eisenbeton sind bis jetzt im Vergleich zu anderen Verwendungsarten des Eisenbetons noch wenig ausgeführt worden. Zumal im Wohnhausbau, wo man es meist nur mit geringen Abmessungen und Belastungen zu tun hat, konnte sich die eigentliche Eisenbetonmauer noch nicht recht einbürgern; häufiger treffen wir sie bei industriellen Bauten (Fabriken und Lagerhäusern), doch wird auch hier die Ausführung neuerdings meist derart bewerkstelligt, daß die Mauer aufgelöst wird in einige besondere Tragkonstruktionen (Säulen und Unterzüge) und in Füllmauerwerk (Abb. 23). Es läßt sich nicht abstreiten, daß Eisenbetonmauern mancherlei Vorteile gegenüber dem gewöhnlichen Mauerwerk besitzen: in erster Linie gehört hierher ihre absolute Feuersicherheit, ferner sind sie bis zu gewissem Grade einbruchsicher und haben infolge ihres geringen Materialaufwands auch geringeres Eigengewicht. Dagegen besitzen sie den Nachteil der schwierigen und damit auch kostspieligeren Herstellungsweise, und hierin ist wohl der Hauptgrund ihrer beschränkten Verwendung zu suchen; außerdem bilden sie bekanntlich schlechte Wärmeleiter und helfen unter Umständen den Feuchtigkeitsgehalt der Luft erhöhen, auch lassen sich in Eisenbeton keine Nägel einschlagen.



Abb. 23. Spinnereigebäude in Mühlhausen.

A. Außenmauern.

Bei der Ausbildung der Außenmauern hat die Rücksichtnahme auf das Aussehen der Gebäude in den meisten Fällen den reinen Eisenbeton bis jetzt noch nicht aufkommen lassen; man zieht heutzutage die Verwendung unserer Rohstoffe, seien sie sichtbar oder verputzt, meist noch dem Eisenbeton vor.

Bei Außenmauern kann der Eisenbeton entweder in Form von Füllungswänden, die zwischen besondere Rahmwerke aus Holz oder Eisen eingebaut werden, oder auch als direkt selbsttragende Konstruktion zur Ausführung kommen. In letzterem Falle muß die Eisenbetonmauer die ganze, ihr zufallende Last direkt aufnehmen und kann entweder als eine dünne, plattenähnliche Wand von durchlaufender, gleichmäßiger Stärke ausgeführt werden, oder aber man löst auch hier wieder die Wand auf, indem man an denjenigen Stellen, wo größere Belastungen auftreten, besondere Eisenbetonpfeiler anwendet, zwischen welchen die so dünn wie möglich zu haltende Eisenbetonwand eingeschaltet wird; oft auch stellt man diese zwischen den Pfeilern und Unterzügen nur den Charakter von Füllmauerwerk tragenden Scheidewände usw. aus einem möglichst leichten und billigen Baumaterial (Schwemmsteine, Backsteine u. dergl.) her.

Die durchlaufenden Mauern können entweder aus einfachen oder aus doppelten Wänden bestehen; besonders bei Räumen, in welchen sich Menschen dauernd aufhalten,

wird man die letztere Anordnung bevorzugen und dann den Hohlraum zwischen den beiden Wänden mit schlechten Wärmeleitern (Schlacke, Kork, Bimsbeton oder dergl.) ausfüllen. Hierbei kann man zur Herabminderung der Kosten die äußere, der Witterung ausgesetzte Wand als reine Eisenbetonmauer ausführen, während man für die innere Wand eine billigere Ausführung, etwa in Rabitz-System, wählen kann.

Die andere Bauart, bei welcher die eigentliche Tragkonstruktion in Pfeiler und Unterzüge aufgelöst wird, lehnt sich derjenigen in Eisen streng an; alle besonders belasteten Teile der Außenmauern, also auch die Fensterstürze, Türstürze, Sohlbänke u. dergl. werden in Eisenbeton hergestellt und nach den z. Zt. bestehenden Regeln berechnet und dimensioniert; die Füllung zwischen diesen Tragkonstruktionen kann wiederum entweder aus möglichst dünnen Eisenbetonwänden (einfach oder doppelt), oder aber auch nur in Backsteinen oder leichterem Material hergestell werden (Abb. 24).

Abb. 24. Geschäftshaus in Leipzig.

Ein Nachteil, der sich besonders bei den Außenmauern aus Eisenbeton störend bemerkbar macht, darf an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben: es ist dies die unangenehme Eigenschaft des Eisenbetons, daß er unter dem Einfluß von Temperaturschwankungen leicht Risse bekommt, ein Umstand, der natürlich sowohl bezüglich des Aussehens, als auch hinsichtlich des inneren Zusammenhangs der Konstruktion nicht unbedenklich ist; es ist deshalb in solchen Fällen, wo Eisenbetonmauern in größerem Umfange bedeutenden Temperaturschwankungen unterworfen sind, möglichst dafür Sorge zu tragen, daß durch Anordnung von Ausdehnungsfugen u. dergl. Bewegungen in der Konstruktion eintreten können, ohne daß das Material gezwungen ist, sich in dieser Hinsicht selbst zu helfen; auf solche Weise werden am sichersten die Rissebildungen in den Außenflächen vermieden werden.

Auch bei den Mauern können ebenso wie bei den Zwischendecken verschiedene Konstruktionssysteme unterschieden werden.

System Monier. Genau wie bei den Decken (s. später) werden auch die Monierwände entweder auf dem Bau erst hergestellt, indem das benötigte Eisengeflecht im Bau angebracht und dann mit Mörtelbeton überzogen wird, oder aber es werden die Monierplatten vorher fabrikmäßig hergestellt und dann in fertigem Zustand eingebaut.

a) Auf dem Bau hergestellte Wände.

Die Konstruktion dieser Wände entspricht vollkommen derjenigen der als Decke verwendeten Monierplatten: Man unterscheidet die stärkeren, wagerecht verlaufenden Tragstäbe und die senkrecht dazu angeordneten schwächeren Verteilungsstäbe. Ist das Auftreten von wagerechten, auf die Wände wirkenden Kräften nicht zu befürchten, so daß also Biegungsbeanspruchungen in den Wänden nicht auftreten können, so genügt eine einzige netzartig angeordnete Eiseneinlage in der Mitte der Wand (Abb. 25 u. 26).

Bei den Außenmauern zieht man die Anordnung von zwei Wänden und die Ausfüllung des zwischen beiden entstehenden Hohlraums mit einer wärmeisolierenden Masse stets der Ausführung nur einer Wand vor; die Stärke der äußeren der beiden Wände beträgt dann selten mehr wie 60 mm, diejenige der inneren nur 40 mm, während für den Zwischenraum zwischen beiden 30 mm unter normalen Verhältnissen genügen. Als geringste Stärke solcher Wände dürfte 30 mm bezw. 50 mm mit beiderseitigem Putz zu betrachten sein.

Abb. 25. Monierwand mit einfacher Armierung.

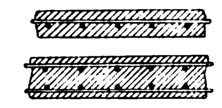


Abb. 26. Monierwand mit doppelter Armierung.

Die in Abb. 27 dargestellten Seitenwandungen der Dachgeschoßräume am Neubau der Technischen Hochschule zu Darmstadt sind auf diese Art als einfache, auf dem Bau hergestellte Monierwände ausgeführt.

Treten bei den Wänden auch seitliche Kräfte und damit Biegungsbeanspruchungen auf, so empfiehlt sich die Anordnung zweier Eisennetze nach Abb. 26, deren jedes dicht unter den Außenflächen der Wand anzuordnen ist. Derartig hergestellte Mauern können bedeutende Lasten aufnehmen und ohne Anordnung von Stützen oder Verstärkungsrippen in großen Abmessungen ausgeführt werden.



Abb. 27. Monierwände mit einfacher Armierung während der Herstellung. (Neubau d. Techn. Hochschule Darmstadt.)

b) Fabrikmäßig hergestellte, in fertigem Zustand eingebaute Wände.

Um die auf dem Bau erforderlich werdenden Schalungen zu sparen und damit die Kosten des Bauwerks herabzumindern, und weiter auch in solchen Fällen, wo es sich um schnelle, in schlechter Jahreszeit zu bewerkstelligende Bauausführungen handelt, hat man fertige Platten, die in fabrikmäßig eingerichteten Räumen vorher hergestellt waren, zu ganzen Wänden zusammengefügt. Da jedoch Platten von großen Abmessungen zu schwer und unhandlich werden, so ist man für diese an bestimmte Abmessungen gebunden; bei einer mittleren Stärke von 30 bis 40 mm lassen sich Breiten von 1 bis 1,50 m und Längen von etwa 2 bis 2,50 m noch bequem verarbeiten; derartige Platten werden meist in ein Fachwerk, welches durch senkrechte und wagerechte Riegel in einzelne Felder eingeteilt ist, eingebaut, indem die aus den Riegeln hervorstehenden Drahtenden mit den Eiseneinlagen der Platten selbst verbunden werden. Die zwischen den Riegeln und den Platten befindlichen Fugen müssen mit Zement gut ausgestrichen werden.

Diese Art der Herstellung von Wänden nach System Monier ist die seltenere, da sie an sich umständlich und für Außenmauern auch wegen der umständlichen Handhabung und der Schwierigkeit der Dichtung weniger empfehlenswert ist.

Dem Monierschen System verwandt ist das System Wayss: Die wagerecht verlaufenden Stäbe, welchen die Aufgabe zufällt, das in senkrechter Richtung auftretende

Biegungsmoment aufzunehmen, sind mit etwa $^1/_5$ Stich nach aufwärts gebogen, so daß also die Platte in gewissem Sinne ein scheitrechtes Gewölbe bildet (Abb. 28). Dieses System wird besonders dann mit Vorteil verwendet, wenn es sich darum handelt, die direkt unter der betreffenden Eisenbetonwand liegenden Teile möglichst zu entlasten

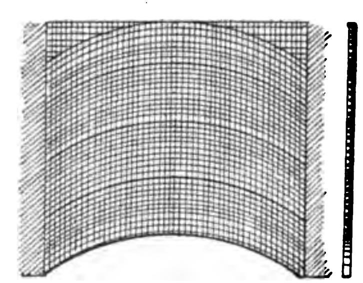


Abb. 28. Armierte Wand nach Wayss.

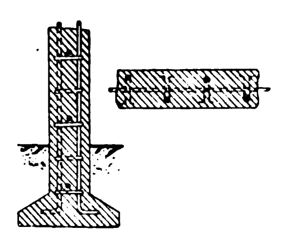


Abb. 29 u. 30. Armierte Wand nach Hennebique.



Abb. 31.



Abb. 32.



Abb. 33.

Abb. 31 bis 33. Semaphorhäuschen auf der Station Oderberg, ausgeführt in Hennebique-System.

und den Druck auf bestimmte Punkte zu übertragen, welche man dann nach Bedürfnis verstärken kann.

System Hennebique. Die in senkrechter Richtung wirkenden Biegungsspannungen werden durch wagerechte, durch die Mitte der Wand durchlaufende Stäbe

aufgenommen; für die in wagerechtem Sinne wirkenden Kräfte sind dagegen senkrechte Eiseneinlagen angeordnet, die abwechselnd bald an der einen, bald an der anderen Wandfläche herlaufen (Abb. 29 u. 30). Diese senkrechten Stäbe sind nun mit dem Betonkörper durch Bügel aus Flach- oder Rundeisen verbunden. In den meisten Fällen wird bei Bauten Hennebiquescher Art das ganze Gerippe des Gebäudes an Ort und Stelle hergestellt, so daß alle tragenden Teile ein innig verbundenes Ganzes bilden.

Zahlreich sind die Ausführungen dieser Art, namentlich mit der Verwendung von Backsteinen oder teilweise Backsteinen und teilweise Eisenbeton zur Ausfüllung der Zwischenfelder. Die beifolgenden Abb. 31 bis 33 zeigen ein derartiges Bauwerk in verschiedenen Baustadien, und zwar Abb. 31 während der Ausführung der Säulen und Riegel, Abb. 32 nach Vollendung aller Eisenbetonarbeiten und Abb. 33 nach Vollendung des ganzen Gebäudes; die Füllungen der Gefache sind in gewöhnlichem Ziegelmauerwerk hergestellt.

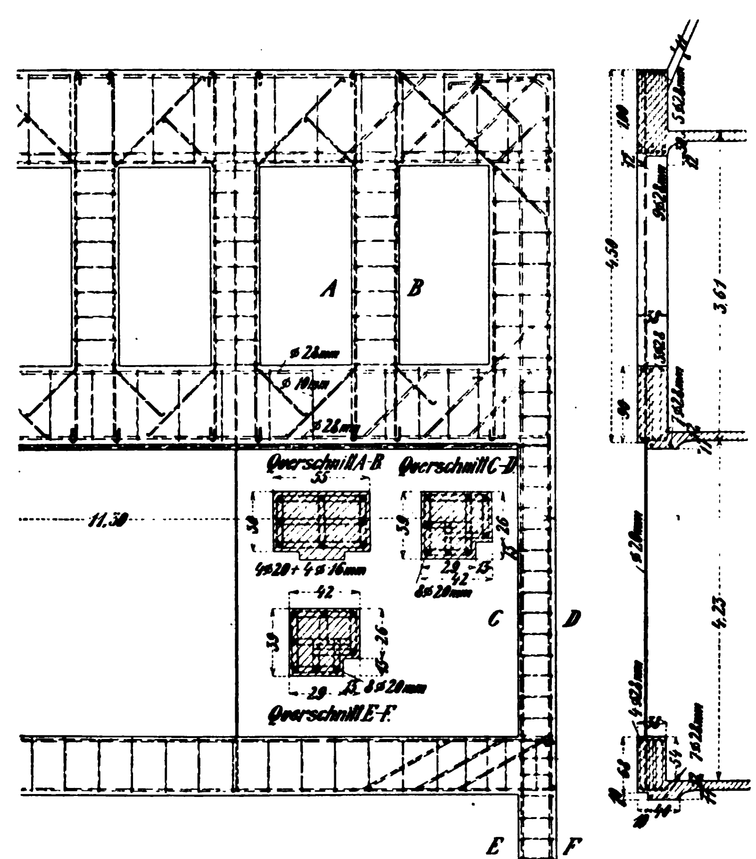


Abb. 34 und 35. Eisenbetonfachwerk in Ansicht und Querschnitt. Frontträger für ein Warenhaus in Bremen.

Als Beispiel für die Konstruktionsweise solcher Eisenbetonfachwerke möge die in Abb. 34 u. 35 dargestellte Zeichnung eines Frontträgers für das von der Firma Baumhold u. Kossel in Bremen hergestellte Warenhaus angeführt sein (Abb. 36 u. 37); wir finden dort die Säulen und die Unterzüge nach dem System der Viktoriadecken (s. Kap. Zwischendecken) mit den diesem System eigenen Einzelheiten ausgeführt. Die Stärke dieser Eisenbeton-Außenmauer, welche außer der Last der Fassade noch das Gewicht der Decken aufzunehmen hat, beträgt auf die ganze Höhe nur 0,38 m, dabei müssen sowohl im Erdgeschoß, als auch im I. Obergeschoß alle Lasten auf die beiden, im Lichten etwa 10,20 m entfernten beiden Außenpfeiler, die gleichfalls in Eisenbeton hergestellt sind, übertragen werden. Die beiden Abb. 36 u. 37 stellen das Gebäude während des Baues und nach erfolgter Ausschalung dar.

An Stelle der beim Moniersystem verwendeten Rundeisen gelangt häufig die Armierung mit Streckmetall für Umfassungswände von untergeordneter Bedeutung zur Ausführung, z. B. für Bahnwärterhäuser u. dergl.

Die einzelnen Wände sind in der Werkstatt aus Streckmetalltafeln unter Verwendung von Verputzblech Nr. 1 in der erforderlichen Größe zusammengelegt und an den Rändern und einige Male in der Mitte mit Rundeisen von 10 mm Durchmesser überbunden, wie die Abb. 38 zeigt. An Ort und Stelle werden diese Wände aufgestellt und die Ecken mit Bindedraht zusammengeheftet und auf Betonklötze gestellt. Diese Betonklötze haben einen Querschnitt von 20 × 20 cm, sowie eine Höhe von 50 cm und sind





Abb. 36 und 37. Warenhaus in Bremen, als Eisenbeton-Fachwerk ausgebildet.

sofort im Boden gestampft. Es empfiehlt sich, die Betonklötze nicht weiter als 1,50 m voneinander entfernt zu setzen. Auch ragt aus jedem dieser Betonklötze ein 10 mm-Rundeisen 50 cm hervor, woran die Wandgerippe befestigt werden.

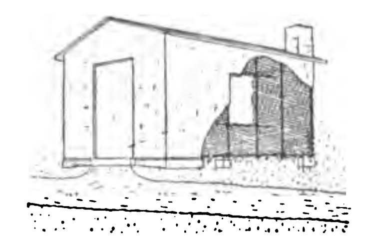


Abb. 38. Bahnwärterhaus mit Streckmetall-Einlage.

Das Wand- und Dachgerippe aus Streckmetall und Rundeisen wird dann in bekannter Weise mit Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 3 bis 1 : 4. und zwar 5 bis 6 cm stark geputzt, so daß das Metall in der Mitte dieser Zementmörtelschicht liegt. Die Tür- und Fensterrahmen werden am besten mit Mutterschrauben befestigt. Das Dach wird während der Herstellung unterstützt und zum Schluß mit dünnem Zementmörtel 1 : 2 oben glatt gerieben.

Auf diese Putzschicht des Daches wird nach dem gehörigen Trocknen ein Asphaltanstrich gebracht. Dieser Asphaltanstrich kann je nach Erfordern gesandet und wiederholt gestrichen werden und bildet dann eine dauerhafte Schutzhaut gegen Niederschläge. Die Wände ragen gewöhnlich 20 cm in den Boden hinein.

Weiter seien an dieser Stelle erwähnt:

Umfassungsmauern, auf Streckmetall geputzt.

Umfassungsmauern erhalten alle 2 bis 3 m einen Pfeiler. Dieser Pfeiler kann aus I- oder sonstigen Profileisen hergestellt werden, so daß die Wände dazwischen liegen. Ebensogut kann man Pfeiler aus eisenarmiertem Beton verwenden, welche entweder vorher gestampft und dann an Ort und Stelle eingegraben werden, oder die man auch im Zusammenhang mit der Mauerwand aufbaut.

Die zwischen den Pfeilern liegenden Mauerwände ragen etwa 20 cm tief in den Erdboden hinein und sind wie die vorher beschriebenen Streckmetallwände herzustellen. Die Mauerwände können jedoch auch anstatt auf engmaschigem Streckmetall geputzt, auf weitmaschigem gestampft werden, allerdings ist in dem letzten Falle Schalung erforderlich.

Eine gute Versteifung der Umfassungswand wird dadurch ge-

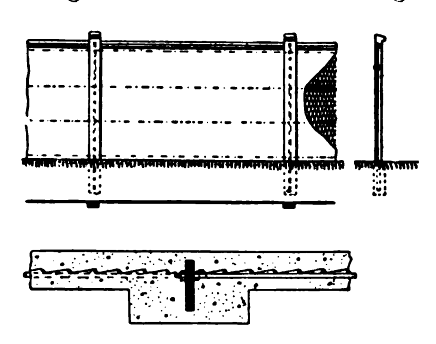


Abb. 39 u. 40. Umfassungsmauer mit Streckmetall-Einlage.

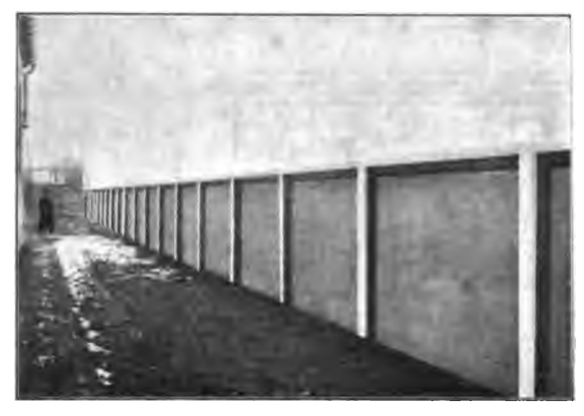


Abb. 41. Ansicht einer Umfassungsmauer von 2 m Höhe mit Streckmetall-Einlage.

schaffen, daß man dem oberen Rande einen gesimsartigen Steg gibt, der Rundeisen von 10 mm als Einlage erhält. Umfassungsmauern ohne Pfeiler werden nach unten zu stärker und laufen in einem Fuße aus, der mindestens 50 cm tief im Boden sitzt (Abb. 39 bis 41).

Mauern aus Steinen mit Eiseneinlagen.

In neuerer Zeit werden häufig Mauern (und zwar sowohl Innen-, als auch Außenmauern) hergestellt aus Steinen, die entweder selbst mit Eiseneinlagen versehen sind, oder aber durch Vermauerung zwischen Eiseneinlagen das Wesen der Eisenbetonbauten erhalten. Zu der ersten Art gehören die von der Bauunternehmung von Eugen Kis in Budapest hergestellten Aerolithsteine; diese Steine besitzen, wie aus umstehenden Abb. 42 bis 44 hervorgeht, die Form eines rechteckigen, inwendig hohlen Quaders und können sowohl in Beton, als auch in jedem anderen ähnlichen Material hergestellt werden; in den Wandungen sind die aus Rundeisen bestehenden Eiseneinlagen eingebettet. Die Abmessungen der Quader werden der Stärke der auszuführenden Wand entsprechend gewählt, jedoch meistens so, daß es möglich ist, die Wände auch an Ziegelbauten anzuschließen. Die Wandstärken richten sich nach der erforderlichen

Tragfähigkeit. Besonders starke Quader werden in der Längs- bezw. Querrichtung noch durch eine oder zwei Querrippen abgesteift, welche stets so ausgebildet sind, daß die Zirkulation des in dem Wandkörper entstehenden, vollkommen zusammenhängenden Luftkörpers nicht unterbrochen wird.

Die Tragfähigkeit dieser Wände kann sowohl durch die Qualität des Materials, als auch durch die Wandstärke und die Eisenstärken der Steine genau den jeweiligen Verhältnissen entsprechend geregelt werden.

Die Herstellung der Aerolithmauern erfolgt im allgemeinen in der gleichen Weise wie diejenige anderer, gewöhnlicher Mauern; als Mörtel kann gewöhnlicher Kalkmörtel oder behufs Erzielung größerer Tragfähigkeit Zementmörtel verwendet werden; die Außenflächen können verputzt werden oder auch direkt sichtbar bleiben.

Bei Herstellung von Gebäuden werden an den Ecken und in der Regel dort, wo die Bundträme ruhen, und überhaupt da, wo die Belastung auf die Mauern des Gebäudes konzentrisch übertragen wird, Steine mit größerer Wandstärke angeordnet. Diese Wandverstärkung geschieht

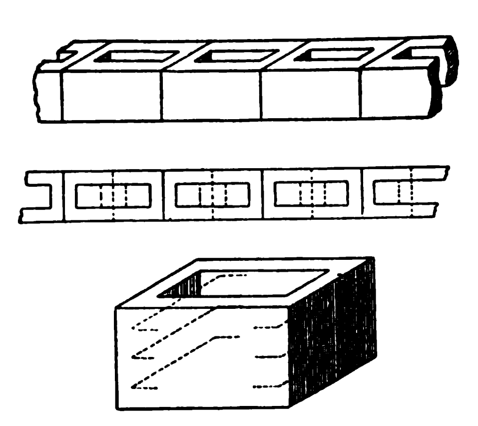




Abb. 42 bis 44. Aerolith-Steine.



Abb. 45. Motorwagenremise, ausgeführt in Aerolith-Steinen.

unter Beibehaltung der äußeren Dimensionen auf Kosten des inneren Hohlraums.

Dort, wo die Mauergleiche erreicht wird, werden 8 bis 10 cm starke Betonplatten verwendet, um einerseits hierdurch eine gleichmäßigere Verteilung der Decken- bezw. Dachstuhlbelastung zu erreichen, anderseits aber um den Hohlraum der Mauer abzudecken. Dadurch wird auch das Eindringen fremder Gegenstände in den Hohlraum der Wände verhütet.

Als Vorteile dieser Mauern werden erwähnt:

1. Rasche Ausführungsweise infolge des Wegfalls jeder Verschalung.

2. Rasches Austrocknen der Wände durch den in der Mauer stetig zirkulierenden Luftkörper.

3. Geringes Gewicht der Mauern; es wird mitgeteilt, daß z. B. 1 m² einer 38 cm starken, beiderseits verputzten Wand aus Aerolithsteinen nur etwa 270 kg wiegt, während eine gleich starke Backsteinmauer ungefähr 600 kg/m² wiegt.

Wie die vorerwähnte Firma mitteilt, sind Bauten aus Aerolithsteinen in Österreich-Ungarn schon in großer Anzahl ausgeführt. Die obige Abb. 45 stellt eine für die Königl. ungarische Staatsbahn hergestellte Motorwagenremise dar. Weiter

ist in Abb. 46 u. 47 eine Achse der Vorderfront einer in der gleichen Weise hergestellten Imprägnierungsanstalt in Ansicht und Grundriß wiedergegeben; die Aerolithsteine dieses Gebäudes sind den auftretenden Belastungen entsprechend dimensioniert, es entsprechen den größeren Belastungen unter den Dachbindern die aus größeren Steinen hergestellten Pfeilervorlagen.

Auf dem gleichen Konstruktionsgrundsatz beruhen auch die der Firma Emanuel Jensen u. H. Schumacher in Kopenhagen durch Patent geschützten Zementhohlsteine mit und ohne Eiseneinlagen, D. R.-P. 120 024 (Abb. 48 u. 49).

Die senkrechten Vertiefungen *aa* werden beim Bauen mit Mörtel gefüllt, welcher die senkrechten Fugen verdichtet. Die Vorsprünge *bb* sollen teils den Druck des oberen Steines aufnehmen, damit dieser nicht auf die Zwischenwand kommt, teils einen

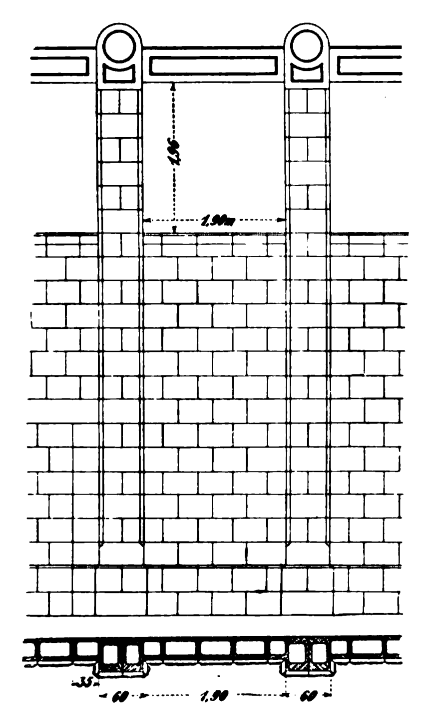
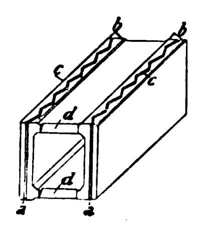


Abb. 46 u. 47. Ansicht und Grundriß der Vorderfront eines in Aerolith-Steinen ausgeführten Gebäudes.



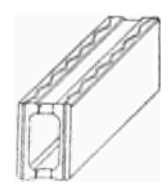


Abb. 48 u. 49. Zementhohlsteine mit Eiseneinlagen.



Abb. 50.
Villa, erbaut in Zementhohlsteinen mit Eiseneinlagen.

hohlen Zwischenraum bilden, so daß das Wasser nicht durch die Fugen dringen kann. Die wagerechten Zickzackrillen *cc*, welche ebenfalls mit Mörtel gefüllt werden, dichten die Lagerfugen vollständig, während sie gleichzeitig eine Verschiebung nach zwei Richtungen verhindern. Die Keilschnitte *dd* werden ebenfalls mit Mörtel gefüllt; hierdurch wird das Eindringen der Feuchtigkeit noch schwieriger.

Die Längen, in welchen diese Steine hergestellt und stets auf Lager gehalten werden, schwanken zwischen 79 und 9,5 cm; außerdem sind besondere Ecksteine vorhanden. Je nach der verlangten Tragfähigkeit werden die Steine in zwei verschiedenen Mischungsverhältnissen angefertigt.

Weiter stellt die genannte Firma noch besondere Fensterüberleger in Eisenbeton und in beliebiger Baulänge her und außerdem auch noch besonders geformte Deckenbalkensteine, welche die Aufgabe haben, die Deckenbalken aufzunehmen und das

Gewicht derselben möglichst gleichmäßig auf die beiden Steinwandungen zu übertragen. Zahlreiche Bauten, Villen, Fabrikgebäude, Stallungen usw. sind bereits mit diesem Steinmaterial ausgeführt; Abb. 50 gibt hiervon ein Beispiel.

Als ein Beispiel von Mauern, die aus gewöhnlichem Steinmaterial hergestellt werden, aber durch Ausführung zwischen Eiseneinlagen das Wesen der Eisenbetonbauten erhalten, sei die Prüßsche Wandkonstruktion angeführt:

Die sich freitragende, massive Wandkonstruktion System Prüß, D. R.-P. 113 048 und 113 077, seit etwa sechs Jahren vielfach eingeführt, kommt $^1/_4$ oder $^1/_2$ Stein stark für Außen- und Innenwände zur Verwendung und besteht ausschließlich aus den üblichen Mauermaterialien (Steine und Zementmörtel) mit Eiseneinlagen, welche vereint miteinander eine einzige zusammenhängende Steinplatte bilden.

Die Eiseneinlagen der Wände bestehen aus senkrecht und wagerecht ohne Durchdringung nebeneinander straff gespannten Bandeisen, deren Abstand voneinander, je nach der Beanspruchung der Wand und je nach dem zu verwendenden Ausmauerungsmaterial, beliebig gewählt werden kann (Abb. 51 bis 54). Erfahrungsgemäß hat sich ein Abstand der senkrechten Bandeisen bei den $^1/_4$ Stein starken Wänden von 2 bis $2^1/_2$ Steinlängen, der wagerechten von 2 Steinlängen, bei den $^1/_2$ Stein starken Wänden von $2^1/_4$ Steinlängen und 5 Schichten Höhe am besten bewährt. Die wagerechten Bandeisen liegen flachseitig in den Lagerfugen, die senkrechten ebenso in den durchgehenden

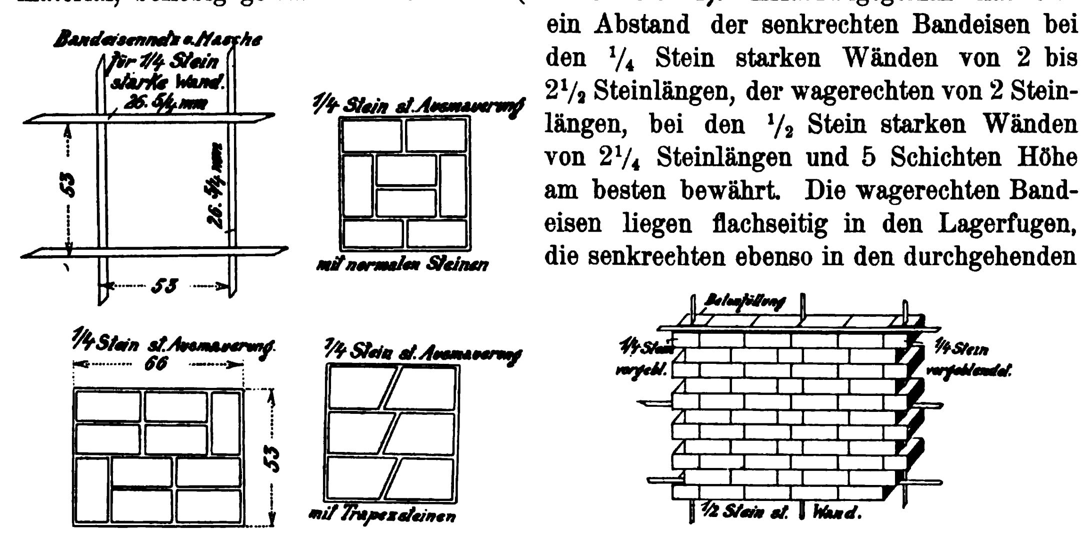


Abb. 51 bis 54. Ausmauerung von Wänden nach System Prüß. Abb. 55.

Stoßfugen eingebettet, die ersteren auf der vorderen Wandseite, die letzteren auf der Rückseite bündig (Abb. 55). (Mit der vorderen Wandseite ist die dem Maurer während der Ausführung zugekehrte Seite gemeint.) Die senkrechten und die wagerechten Bandeisen versteifen die Wand gegen seitliches Durchbiegen, Durchdrücken oder Ausbauchen. Die beiden Bandeiseneinlagen befinden sich in der Wand in zwei verschiedenen Ebenen und werden, je nachdem der Druck oder Stoß auf dieser oder jener Seite wirkt, in der dem Drucke entgegengesetzten Zugzone beansprucht. Die Eigenlast der Wand hingegen, sowie die etwa senkrecht auf die Wand wirkende Belastung beanspruchen die wagerechten Bandeisen auf Zug, die lotrechten hingegen auf Abscherung. Durch das in Zementmörtel eingebettete Eisennetz, welches nach allen Seiten fest und wirksam ausgesteift ist, bildet die fertige Wand in ihrer konstruktiven Gesamtwirkung einen vollständigen Gitterträger von hoher Widerstandsfähigkeit.

Wenn auch die ganze Konstruktionsweise der Prüßschen Wände mehr zur Verwendung derselben als innere Trennungswände geeignet ist, so werden doch in der kurzen Zeit, in welcher sie bis jetzt ausgeführt werden, bereits so viele Außenwände

nach diesem System hergestellt, daß eine kurze Beschreibung derselben an dieser Stelle nicht umgangen werden soll.

$^1/_4$ oder $^1/_2$ Stein starke Wände eignen sich zur Umkleidung von Lagerschuppen, Remisen, kleineren Fabrikgebäuden, Scheunen und allerhand Kleinbauten, bei welchen es nur auf Schutz gegen Wind und Wetter ankommt. Die freitragende Eigenschaft der Wände ermöglicht es, die Fundierung nur auf einzelne frostfrei fundierte Pfeiler, auf welche die Binderstiele aufgestellt werden, zu beschränken. Unter der Wand wird als Erdabschluß nur ein Eisenbetonbalken von etwa 25 cm Breite und 30 cm Höhe angeordnet (Abb. 56). Man versenkt den Betonbalken auf etwa 20 bis 25 cm Tiefe in die Erde, so daß der vorstehende obere Teil von 5 bis 10 cm Höhe den Wandsockel bildet. Die Entfernung der Binderstiele kann bei entsprechender Dachkonstruktion je nach Spannweite 6 bis 7 m betragen. Eine Wandschwelle oder Verriegelung der Binderstiele wie beim Holzfachwerk ist nicht unbedingt erforderlich. Die lotrechten Eisen werden vorn an dem Wandrähm und unten in dem Betonsockel (Abb. 57), die wage-

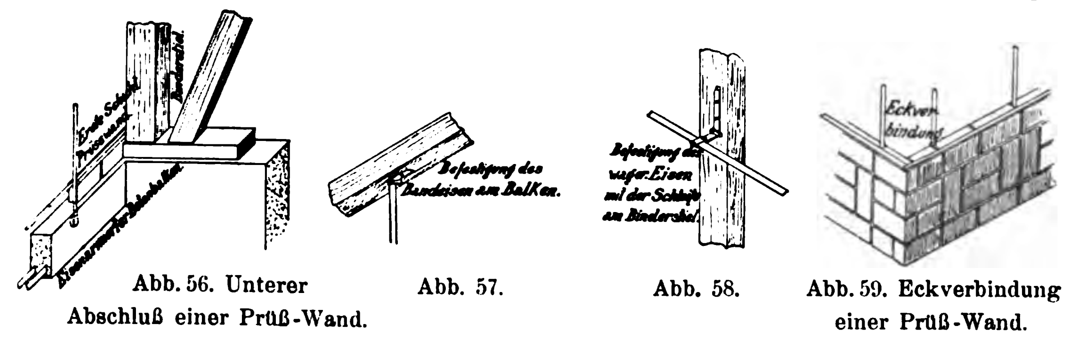


Abb. 56. Unterer Abschluß einer Prüß-Wand.

Abb. 57.

Abb. 58.

Abb. 59. Eckverbindung einer Prüß-Wand.

rechten Eisen jedesmal mit einer Bandeisenschleife (Abb. 58) an den Binderstielen befestigt. An den Gebäudeecken, welche im Verbande gemauert werden, haken sich die wagerechten Eisen der Lang- und der Giebelwände ineinander ein (Abb. 59). Bei entsprechend gutem Ziegelmaterial, Handstrich ist vorzuziehen, können die Außenflächen gefugt werden. Die inneren Wandflächen werden zumeist gleich beim Aufmauern gefugt und dann übergeschlämmt.



Abb. 60. Fabrikgebäude der Firma Berliner Syrup-Raffinerie, G. m. b. H. in Spandau.

Für kleinere Bauten dieser Art genügen $^1/_4$ Stein starke Außenwände. Für Anlagen, wie Speicher, Früchtekammern, Kleinviehstallungen usw., sind $^1/_2$ Stein starke Wände vorzuziehen. Die Gebäude können unter Umständen auch mehrstöckig ausgeführt werden.

Einen in der vorbeschriebenen Art hergestellten Fabrikbau stellen die Abb. 60 u. 61 dar. Die Umfassungswände sind durchweg $^1/_2$ Stein stark in Rathenower Steinen, die Scheidewände $^1/_4$ Stein stark in porösen Trapezsteinen ausgeführt; die Umfassungswände der Wohn- und Kontorräume sind doppelwandig mit Luftisolierschicht hergestellt. Abb. 61 gibt ein Bild der oben beschriebenen Anordnung von Eisenbetonbalken, die nur auf einzelnen frostfrei fundierten Pfeilern aufruhen.

Für Scheunenwände besonders ist eine gegen die gewöhnliche Maschenausmauerung der $^1/_4$ Stein starken Wände abweichende Anordnung eingeführt, vergl. Abb. 62 u. 63.



Abb. 61. Teilansicht des Fabrikgebäudes, die Anordnung der Fundamente zeigend.

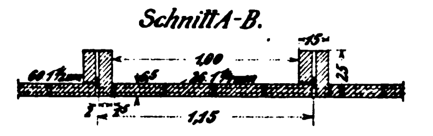


Abb. 62 und 63. System Prüß für Scheunenwände.

Dieser Verband erleichtert ungeübten Maurern auf dem flachen Lande die Ausführung und versteift die meistens 8 bis 9 m hohen Scheunenwände wesentlich gegen den Seitendruck des lagernden Getreides.

In Entfernungen von 1,15 m werden stärkere lotrechte Eisen (60 · 2 mm) gespannt. Die Befestigung am Wandrähm erfolgt wirksam durch einen Schraubenbügel, welcher ein kräftiges Nachziehen gestattet; das untere Ende des Eisens wird in dem Betonbalken einbetoniert. Der Verband ist aus Abb. 62 ersichtlich. Die wagerechten Eisen (26 · $^5/_4$ mm) werden in jeder vierten Schicht eingelegt und an den Binderstielen jedesmal befestigt.

Für Wohngebäude, Viehställe, überhaupt da, wo die Außenmauern auch wärmeisolierend wirken müssen, eignet sich besser die von Prüß bereits des öfteren ausgeführte Konstruktion mit doppelten Außenwänden; für solche Gebäude werden je zwei $^1/_4$ Stein starke Wände mit einer Luftisolierschicht von etwa 20 cm Stärke als Außenmauern angeordnet. Man achte dabei darauf, daß das Ziegelmaterial für die äußere Wand gut gebrannt ist, für die innere Wand verwende man jedoch vollporöses Ziegelmaterial oder Schwemmsteine. Die Wände aus den beiden letzterwähnten Stoffen haben auch den Vorzug, daß sie sich sehr gut nageln lassen. Zur Aufnahme der Decken- und Dachlast wird in der Luftisolierschicht eine entsprechende Stützenkonstruktion entweder aus Eisen oder Holz angebracht. Diese Stützenkonstruktion bildet gleichsam das Gerippe des Gebäudes, ähnlich wie beim Fachwerk, nur mit dem Unterschiede, daß durchgehende Schwellen, Horizontalverriegelungen, Wandstreben

fehlen und nur die Unterzüge für die Balkenlagen die einzige horizontale Gurtung bilden (Abb. 64). In Fällen, wo die Unterkellerungen fehlen, genügen auch für die Aufnahme der Stützen einzelne Fundamentsockel, welche frostfrei fundiert werden. Für die Plinte genügt in der Regel eine $^1/_2$ Stein starke Wand, welche sich auf den eisenarmierten Betonbalken aufsetzt. In der Höhe des Fußbodens im Erdgeschoß werden dann nach innen drei Schichten Ziegelmauerwerk ausgekragt, an deren obere Schicht sich das Unterpflaster für die Fußbodenlagerhölzer anschließt. Die innere Wand setzt sich dann auf die Auskragung direkt auf (s. Abbildung).

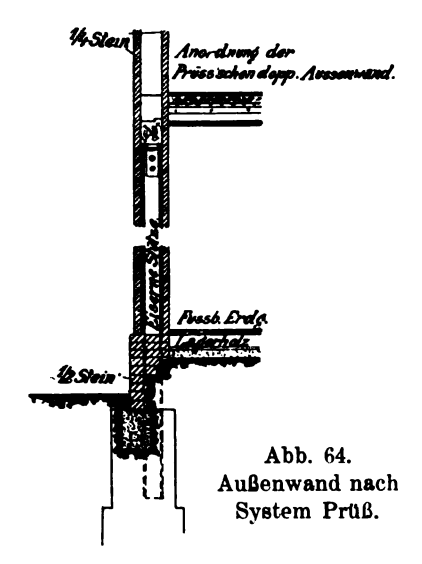


Abb. 64. Außenwand nach System Prüß.



Abb. 65. Wohnhaus, vollständig in Prüßschen Wänden ausgeführt.

Es sind bereits zahlreiche, im Prüßschen System ausgeführte freistehende Wohnhäuser, auch mehrstöckige, vorhanden, welche sich auch unter verschiedenen klimatischen Verhältnissen, wie in Berlin, in Danzig, Augustusburg bei Chemnitz, gut bewährt haben sollen; wenn auch die Kosten gegen sonstige massive Bauweise sich nicht wesentlich niedriger stellen, so wird doch der Prüßschen Bauweise die gut isolierende Wirkung der Außenwände sowohl gegen das Durchdringen der Außenfeuchtigkeit, wie gegen den Ausgleich der Innen- und Außentemperatur nachgerühmt. Die Bauten trocknen nach der Ausführung sehr schnell aus und sind in kürzester Zeit beziehbar. Abb. 65 stellt ein derartig ausgeführtes Wohnhaus dar, bei welchem die Außenwände aus zwei $^1/_4$ Stein starken Prüßwänden mit Luftisolierschicht, die Innenwände aus einfachen $^1/_4$ Stein starken Prüßwänden bestehen; die Ansichtflächen sind in schlesischen Verblendern gemauert.

Die Kombination von Eisenbeton mit Prüßwänden wird häufig ausgeführt, indem man die Stützen und Unterzüge aus Eisenbeton herstellt und dieses Gebäudegerippe entweder innen und außen mit Prüßwänden umkleidet, oder die einzelnen Wandfelder mit Prüßwänden schließt.

Mit Hilfe der Prüßschen Wandkonstruktion lassen sich sehr billig widerstandsfähige und standsichere Umwährungs- und Spaliermauern herstellen. Je nach der Höhe der Mauern werden etwa 3 bis 4 m auseinander I-Träger, in der Regel N.-P. 12 bis 14, in frostfrei fundierte einzelne Sockel in der Wandrichtung aufgestellt. Zwischen diesen Stützen wird dann die Prüßsche Wandtafel, entweder $^1/_4$ oder $^1/_2$ Stein, in Putz- oder Rohbau hergerichtet. Die Stützen können auch mit kleinen Vorlagen umkleidet und so die Mauer gegliedert werden. Die Abdeckung

erfolgt mit Hohl- oder Vollziegelsteinen. Es kann auch in Formsteinen ein entsprechendes Gesims durchgeführt werden (Abb. 66 u. 67).

Viele Kasernenumwährungen, Fabrikumzäunungen, die bereits ausgeführt sind, haben sich gut bewährt; bedeutende Ersparnisse sind hierbei erzielt worden.

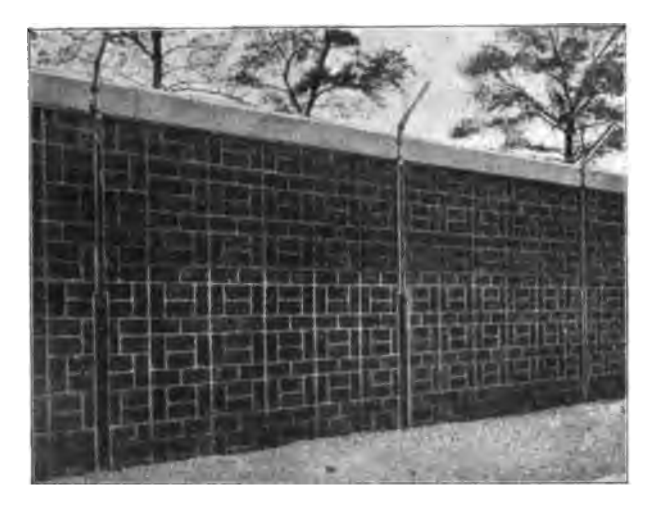




Abb. 66 und 67. Umwährungsmauer nach System Prüß, während der Herstellung und nach Vollendung.

Die Kosten der Prüßschen Wand sind natürlich je nach den örtlichen Baumaterialpreisen und Löhnen verschieden. Als Durchschnittspreis für eine $^1/_4$ Stein starke Wand ohne Putz kann man ausschließlich aller Materialien etwa 3,50 bis 4 Mark für 1 m², für eine $^1/_2$ Stein starke Wand 6,50 bis 7,50 Mark annehmen.

B. Innenmauern.

Das Bestreben nach einer möglichst weitgehenden Raumausnutzung spielt bei den gegenwärtigen, außerordentlich hohen Bodenpreisen eine Hauptrolle; unter solchen Umständen ist man bei Aufstellung der Bauentwürfe meist darauf bedacht, an Stelle der alltäglichen Wände aus reinem Mauerwerk, für welche baupolizeilich bestimmte Stärkeabmessungen vorgeschrieben sind, neue Konstruktionen zu erfinden, die bei entsprechender Tragfähigkeit durch Verringerung der Wandstärke die nutzbare Fläche der einzelnen Geschosse den reinen Mauerwerkausführungen gegenüber möglichst auszubeuten imstande sind. Auf diesem Gebiete haben deshalb auch die Eisenbetonwände große Verbreitung gefunden, und zwar sind es hier im wesentlichen dieselben Systeme, wie sie bei den Außenmauern zur Ausführung gelangen, und es kann daher im allgemeinen auf das dort Gesagte verwiesen werden.

Als ältestes System ist wieder das Moniersche zu erwähnen (Abb. 25 u. 26), weiter ist noch das System Wayss (Abb. 28) und das System Hennebique (Abb. 29 u. 30) anzuführen. Die Innenwände nach diesen Systemen unterscheiden sich hinsichtlich des Konstruktionsprinzips in nichts von den Außenwänden.

Auch Wände mit Streckmetalleinlagen werden häufig als leichtere Trennungswände verwendet; es tritt dann das Streckmetall einfach an die Stelle des Moniergeflechts. Derartige Wände werden gewöhnlich 3 bis 5 cm stark in Zementmörtel 1 : 3 bis 1 : 5 hergestellt, und zwar so, daß zunächst ein Gerippe aus Eisenstäben aufgestellt wird. Unter Gerippe ist hier eine Anordnung von etwa $^1/_2$ m voneinander entfernt

stehenden senkrechten Stäben mit darüber gebundenen wagerechten Querstäben, die ebenfalls $^1/_2$ m voneinander entfernt liegen, zu verstehen.

In der Regel haben die senkrechten Stäbe 10 und die wagerechten Stäbe 8 mm Durchmesser. In vielen Fällen genügen auch 8 bezw. 6 mm-Stäbe. Einige stärkere Hauptstäbe gestatten, daß die dazwischenliegenden entsprechend schwächer genommen werden können. Auf diesen Stäben, oder auch dazwischen, liegt das Streckmetall Nr. 1 (das sogenannte Putzblech).

Das Streckmetall wird mit Bindedraht auf dem Gerippe festgebunden. Die Bindestellen sind an den Kreuzungsstellen der Gerippestäbe so zu wählen, daß der Bindedraht den senkrechten und wagerechten Stab und zugleich das Streckmetall faßt; dadurch braucht das Gerippe vorher nur teilweise gebunden zu werden.

Auf dem Boden und an der Decke befestigt man die umgebogenen Stäbe mit Krampen. Das Wandgerippe kann auch in der Werkstatt fertig in einem Winkeleisenrahmen gebunden und dann ganz an Ort und Stelle mit einigen Klammern oder Nägeln befestigt werden. Anstatt Winkeleisenrahmen kann auch ein solcher von Rundeisen Verwendung finden.

Ist Holzfachwerk vorhanden, so wird das Streckmetall (Verputzblech) einseitig oder zweiseitig, je nach dem Zweck, den man erreichen will, auf die Pfosten genagelt und verputzt. Es ist nur darauf zu achten, daß das Streckmetall etwa alle 500 bis 1000 mm unterstützt ist. Dies geschieht gewöhnlich durch Eisendrähte von etwa 5 mm Stärke, die über das Holzfachwerk gespannt werden.

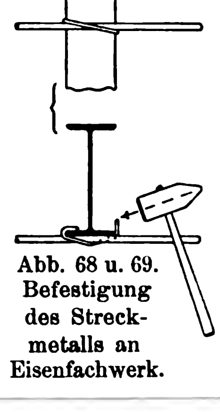
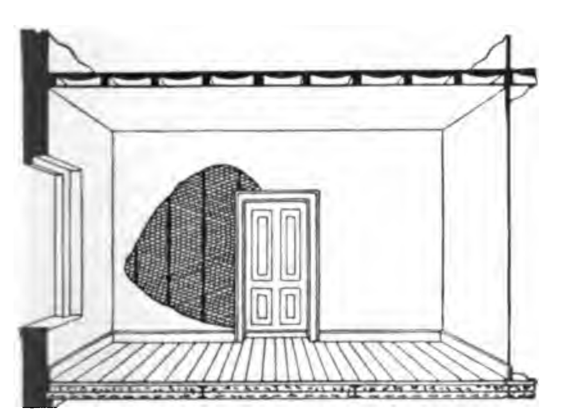


Abb. 68 u. 69. Befestigung des Streckmetalls an Eisenfachwerk.

Es ist ein Vorteil des Streckmetalls, daß dasselbe infolge seiner eigenartigen, taschenförmigen Maschen ohne weiteres auf Holzpfosten oder Bretter genagelt und verputzt werden kann.

Bei vorhandenem Eisenfachwerk werden die Rundeisendrähte oder dergl. mittels Klammern befestigt (Abb. 68 u. 69) und das Streckmetall mit Drahtschlingen aufgebunden.

Ist weder Holz- noch Eisenfachwerk vorhanden, so wird zunächst ein Gerippe aus Eisendrähten oder dergl. hergestellt, wie vorher beschrieben, und auf dieses das Streckmetall mit Drahtschlingen geheftet.



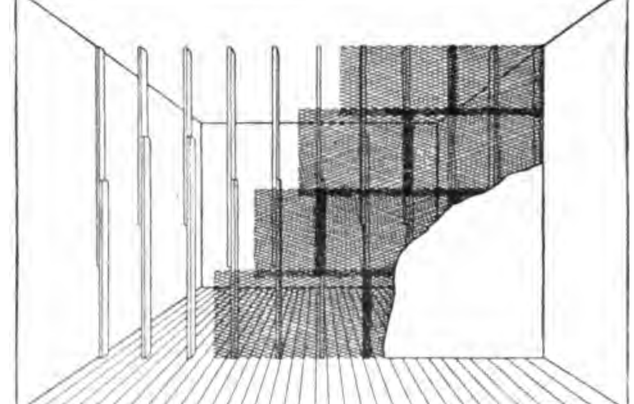


Abb. 70 u. 71. Streckmetall-Innenwände.

Die Wände können auch ganz ohne Gerippe hergestellt werden, wenn man in Abständen von 500 mm provisorisch Hölzer aufstellt, auf deren hohen Kanten man das

Verputzblech mit kleinen Nägeln leicht befestigt (Abb. 70). Nach der Erhärtung des Putzes nimmt man die Hölzer weg und putzt diese Seite der Wand. Die Hölzer können auch aus zwei Teilen bestehen und gegeneinander verschiebbar eingerichtet werden, so daß dieselben in dieser Form für alle Zimmerhöhen passen (Abb. 71).

Auf diese Weise kann eine Wand an irgend einer Stelle ohne besondere Vorbereitungen und in allerkürzester Frist hergestellt werden

Als Mörtel für die Streckmetallputzwände ist der sogenannte „Patentmörtel", gewöhnlicher Kalkmörtel mit 20 vH. Gipszusatz, zu empfehlen.

Gewöhnlich werden die Wände 4 bis 5 cm stark gemacht, je nach der Lage der Wände und der Höhe der Decken.

Diese Abteilungswände besitzen alle Vorzüge, die man von einer guten Trennungswand fordern kann. Sie nehmen einen möglichst geringen Raum ein, sind vollständig feuersicher, undurchdringlich gegen Feuchtigkeit usw. In bezug auf geringes Gewicht entsprechen sie hohen Anforderungen, da sie nur etwa 100 kg für 1 m² wiegen, Metall und Anwurf inbegriffen. Ihre Festigkeit entspricht allen praktischen Anforderungen.

Doppelte Wände werden hergestellt, indem man in Entfernung von 10 bis 12 cm zwei Streckmetalltafeln spannt und den Putz etwa 1 cm von außen anwirft. Diese Wände sind außerordentlich leicht und schalldicht.

Für Innenwände haben sich eine Anzahl Sonderkonstruktionen eingeführt, von denen hier als die bekannteren nachstehende beschrieben seien:

Die Prüßsche Wand.

Mit wenigen Ausnahmen kommt eine Belastung der Innenwände durch senkrecht zur Wand wirkende Lasten nicht in Frage. Die Wände sollen im allgemeinen als feste Platten in einen Rahmen eingespannt werden, den Rahmen bilden Gegenwände, Decken, eiserne oder Holzstiele, Holzunterzüge, Rähme u. dergl. Hingegen wird die Wand häufig beansprucht durch gegenlagernde Feld- oder Körnerfrüchte, als Futtermauer durch Erddrücke und durch zufällig wirkende Stöße, z. B. durch Gegenfahren von Gespanndeichseln. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet, wird unter gleichzeitiger Bezugnahme auf die früher bereits gebrachten Einzelheiten im nachstehenden die Konstruktion der Prüßwände für die einzelnen Anwendungsarten näher erläutert.

Gewöhnliche Scheidewände.

Im allgemeinen genügt als Trenn- oder Scheidewand einzelner Räume eine $^1/_4$ Stein starke Wand aus gewöhnlichen Ziegelsteinen. Diese kann, je nach dem Bedürfnis, entweder gefugt oder geputzt werden. Scheidewände in Wohnräumen werden größerer Schallsicherheit und Nagelfähigkeit wegen besser aus vollporösen Steinen oder Schwemmsteinen ausgeführt. Das Bandeisennetz, sowie die Art der Ausmauerung der Maschen ist in Abb. 51 bis 54 bereits veranschaulicht. Gewisse Vorteile bietet die Ausmauerung der Maschen mit trapezförmig geschnittenen Steinen (Abb. 54), welche bereits von einigen Ziegeleien, auch vollporös, gefertigt und auf Lager gehalten werden. Bei etwa gleichen Kosten dieses Trapezsteins für 1 m² Wandfläche erzielt die leichtere, bequemere Ausmauerung etwa ein Drittel Ersparnis an Arbeitslohn und etwa 8 vH. an Zementmörtel. Als Mörtel zum Aufmauern der Wände wird Zementmörtel, Mischung 1 : 3, mit etwa 5 vH. Weißkalk verwendet. Gutes Netzen, namentlich der porösen Steine, ist erforderlich. Das Anlegen der Wand geschieht in folgender Weise: Trifft die Wand ihrer Längsrichtung nach mitten auf einen Deckenbalken, so werden in diesen nach einem Schnurschlag in Entfernungen von 53 zu 53 cm $3^1/_2$" geschmiedete Haken eingeschlagen. Die oberen Bandeisen werden etwa 10 cm im rechten Winkel um-

gebogen, das umgebogene Ende zwischen dem Haken und Balken bis an die Biegung in der Wandrichtung geschoben und mit einem 3″-Drahtstift an den Balken genagelt, darauf der Haken fest eingetrieben (Abb. 57). Dann werden die unteren Enden lotrecht, natürlich unter den oberen ebenso an den Fußbodenbalken befestigt. Es ist darauf zu achten, daß die lotrechten Bandeisen fluchtrecht und straff gespannt werden. Nachdem die erste Schicht Steine hochkantig durchgesetzt ist, verlegt man auf eine Zementmörtelfuge das erste wagerechte Bandeisen, befestigt dieses mit schmiedeeisernen Haken an den Gegenenden, deckt das Eisen wieder mit einer Mörtellage und mauert die erste Reihe der Maschen aus, wobei auch die lotrechten Eisen in voller Mörtelfuge gebettet werden (Abb. 72 u. 72a). — Auf die erste Maschenreihe von 53 cm Höhe wird

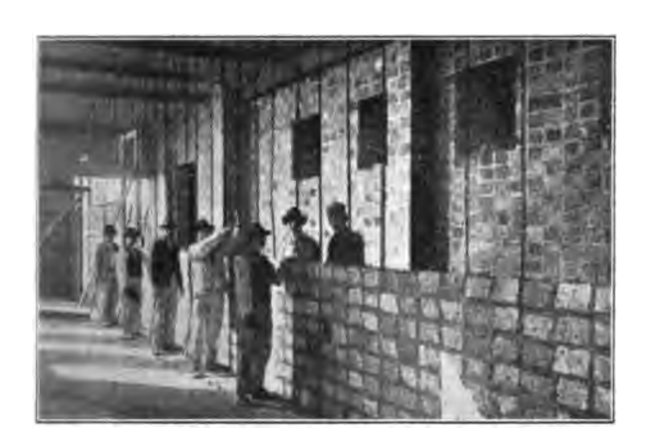




Abb. 72 und 72a. Prüßsche Innenwände während der Herstellung.

das nächste wagerechte Eisen unter denselben Maßnahmen verlegt und so fort, bis zur vollen Höhe der Wand.

Für Türen oder Öffnungen, welche in der Wand angebracht werden sollen, werden Türgerüste oder Fensterrahmen aus Kreuzholz als Zargen aufgestellt. Die Enden der wagerechten und der über den Öffnungen befindlichen lotrechten Eisen werden mit Haken an dem Holz befestigt (vergl. Abb. 57). Bei geputzten Wänden ist die Leibungstiefe dieser Zargen um die Putzstärke breiter, der Putz schließt sich dann an die Holzkante an, und die Fuge wird mit einer Bekleidung gedeckt. Bei Verblendsteinwänden hat die Leibungstiefe nur die Wandstärke.

Treffen die Wände zwischen zwei Balken, also in das Balkenfeld, so muß eine entsprechende Unterlage für die Wand, an welcher man die Eisen befestigt, geschaffen werden. Dies geschieht, indem in Entfernungen von etwa 1,50 m schwache Kreuzhölzer von 6 bis 7 cm Stärke als Futterhölzer zwischen den Balken eingelassen werden, deren Oberkante um 3,5 cm tiefer als die Balkenoberkante gehalten wird. Auf diese Futterhölzer wird ein 12 cm breites, 3,5 cm starkes Brett zur Aufnahme der Wände genagelt. An diesem Brett werden dann die Bandeisenenden wie vorher an den Balken befestigt. Die zu beiden Seiten der Wand vorstehenden Brettkanten werden als Auflager für die Fußbodenbretter benutzt.

Kreuzt die Wand die Balkenlage, so wird zur Aufnahme der Wand das Brett in die Balken bündig mit deren Oberfläche eingelassen.

Bei massiven Decken müssen natürlich zur Befestigung der Bandeisenenden Löcher in die Decken eingestemmt und die Bandeisenenden darin eingegipst werden.

Stößt eine Prüßsche Wand rechtwinklig gegen die andere, so werden die Enden der wagerechten Eisen an den Eisen der durchgehenden Wand eingehakt, und der Stoß wird natürlich im Verbande gemauert. Gleiche Anordnung wird getroffen bei einer Ecke (vergl. Abb. 59).

Es ist nicht unbedingt nötig, daß die Prüßsche Wand, sofern sie an den Decken durch die lotrechten Eisen befestigt ist, gegen feste Widerlager an ihren lotrechten Enden sich lehnt. — Dieser Fall tritt häufig ein, wenn Prüßsche Wände sich gegen Prüßsche Korridorwände oder Längswände anlehnen. Ist jedoch die Wand lediglich an ihren lotrechten Enden befestigt und zwischen diesen Widerlagern freischwebend, wie z. B. bei Badezellenwänden, welche nicht bis auf den Fußboden reichen, so müssen die Widerlager natürlich genügend stark sein. $^1/_2$ Stein starke Innenwände in vollporösen Steinen oder Schwemmsteinen bieten eine genügende Schallsicherheit, sie sind in den Fällen, wo es auf diese ankommt, den $^1/_4$ Stein starken Wänden vorzuziehen.

Sparwände (System Otto Ruhl, Bremen).

In den Sparwänden ist eine tragkräftige Wand gegeben, welche bei sehr geringen Stärkeabmessungen außer ihrem Eigengewicht auch noch Auflasten zu tragen vermag und unter Zuhilfenahme eines einfachen Zugankers ohne Bedarf an biegungs-

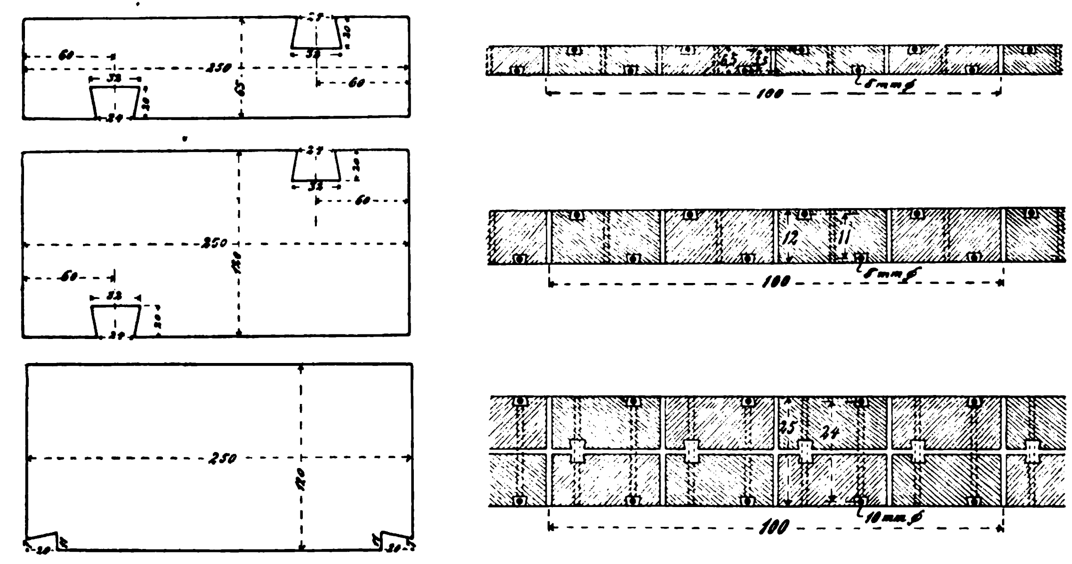


Abb. 73 bis 75. Ziegelformsteine für Sparwände, System Ruhl.

Abb. 76 bis 78. Sparwände, System Ruhl, in verschiedenen Stärken.

festen Unterzügen als freitragendes Konstruktionsglied wirkt bezw. in untergelagerten Deckenträgern keine Verstärkung des Profils bedingt.

Außerdem hat die Sparwand noch den Vorzug, daß bei ihr trotz der vertikalen Durchführung der Armierung der Verband des Mauerwerks nicht gestört wird, so daß eine Armierung in horizontaler Richtung nicht erforderlich ist.

In den Abb. 73 bis 75 sind diejenigen Ziegelformsteine im Grundriß dargestellt, welche für die Herstellung der Sparwände hauptsächlich in Frage kommen. Die Nuten werden zweckmäßig schwalbenschwanzförmig gewählt, weil sich in dieser Form die Eisenzementarmierung am besten mit dem Mauerwerk verbindet.

Die Lage der Nuten ist relativ insofern bestimmt, als sie im fertigen Mauerwerk miteinander übereinstimmen müssen.

Mit Nutensteinen nach Abb. 73 werden flachsteinstarke Wände hergestellt (s. Abb. 76).

Desgleichen mit Steinen nach Abb. 74 $^1/_2$ Stein starke Wände (s. Abb. 77), und mit Steinen nach Abb. 74 u. 75 1 Stein starke und stärkere Wände (s. Abb. 78).

Soweit die Nuten in der Wand mit den Fugen des Mauerwerks zusammenfallen, können letztere bei entsprechender Mauerung auch ohne weiteres benutzt werden, so daß die 1 Stein starke Wand (Abb. 78) auch lediglich mit Formsteinen nach Abb. 74 und Normalsteinen hergestellt werden kann.



Abb. 79. $^1/_2$ Stein starke, in Nutensteinen aufgemauerte Sparwand vor Anbringung der Armierung.

In die Vertikalnuten, welche in der Wand bei deren Herstellung aus Formsteinen erhalten werden (s. Abb. 79), werden nach vollendeter Aufmauerung Eiseneinlagen in Zementmörtel verlegt, nach dessen Erhärtung die Armierung mit dem Mauerwerk als ein Ganzes wirkt. Um die Metalleinlagen bis zum Abbinden des Mörtels fest in den Rillen zu halten, können dieselben außerdem noch zweckmäßig durch Bindedraht, Krampen, Nägel oder dergl. am Mauerwerk befestigt sein.

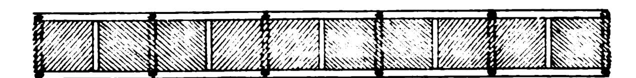


Abb. 80. Sparwand, System Ruhl, unter Verwendung gewöhnlicher Mauersteine.

Bei Verwendung von gewöhnlichen Mauersteinen ergibt sich als weitere Ausführungsform diejenige, welche in Abb. 80 dargestellt ist. Die Armierung befindet sich außerhalb des Mauerwerks und ist mittels Krampen oder Drähte an dasselbe angeheftet. Die eigentliche Verbindung zwischen Mauerwerk und Armierung wird durch einen Zementmörtelputz geschaffen. Diese Ausführung ist aber weniger gut wie diejenige mit Formsteinen und sollte deshalb nur dann gewählt werden, wenn Formsteine nicht vorhanden sind.

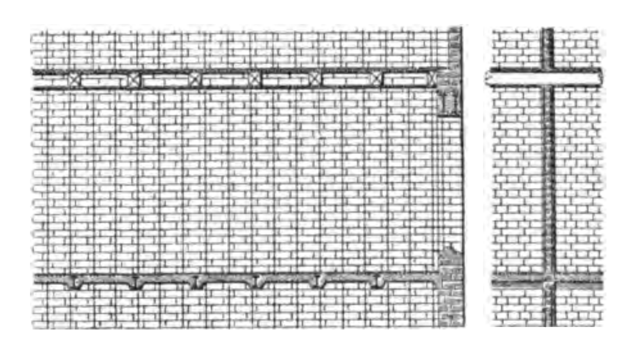


Abb. 81 und 82. Ansicht und Querschnitt von Sparwänden, System Ruhl.

Ansichten und Querschnitte von Sparwänden sind in Abb. 81 bis 84 gegeben.

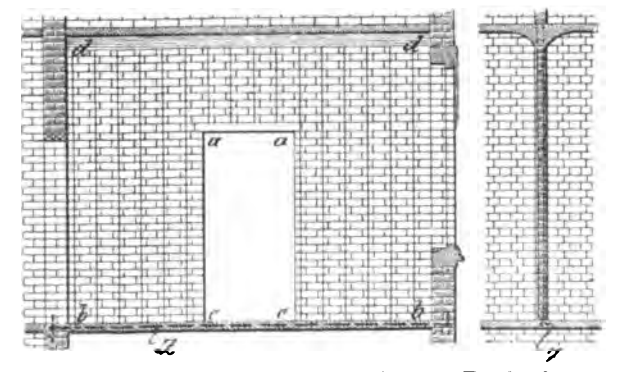


Abb. 83 und 84. Sparwand, System Ruhl, als freitragende Wand ausgebildet.

Abb. 83 u. 84 stellen die Ausbildung einer Sparwand als freitragende Wand in Ansicht und Aufriß dar, die Wand ist als solche mit einem Zuganker (Z) versehen. Durch die senkrechte Armierung zur Erhöhung der Knicksicherheit ist zugleich die Bildung der Bruchfugen in der Richtung ab verhindert, und die Belastungsstücke abc sind an dem als Sprengwerk wirkenden Teil $abddba$ aufgehängt. Die Schubspannung wird durch den Anker (Z) aufgenommen. Durch die Anordnung von Zugankern kann auch verhindert werden, daß die Sparwände ihre Last auf die darunter befindlichen Wände übertragen, vielmehr dieselbe in jedem Geschoß wie Träger seitlich abgeben. Dergestalt brauchen dann die Zwischenwände in den untersten Geschossen nicht stärker gehalten zu werden, als diejenigen im letzten Dachgeschoß.

Die Ausführung der Sparwände ist eine äußerst einfache. Seitens des Maurermeisters werden die Formsteine genau so vermauert, wie gewöhnliche Normalsteine, wobei nur darauf zu achten ist, daß die Nuten der einzelnen Steine sich im Mauerwerk zu senkrechten Rillen aneinanderreihen (s. Abb. 79). Alsdann werden die Rillen mit Zementmörtel ausgeworfen, und in die ausgeworfenen Fugen die Rundeisen eingedrückt und festgeheftet. Bei Herstellung ohne Rillen mit gewöhnlichen Mauersteinen (s. Abb. 80) werden die Eisen an das fertige Mauerwerk angeheftet und dann mit Zementmörtel eingeputzt, wobei es genügt, letzteren in etwa 10 cm breiten Streifen aufzubringen, jedoch stellt sich auch der gesamte Flächenputz in Zementmörtel nicht zu teuer, weil dadurch dann der gewöhnliche Putz gespart wird.

Konstruktiv besser bleibt aber stets die Ausführung in Rillensteinen.

Damit freitragende Sparwände untergelagerte Träger nicht ungünstig beeinflussen, ist natürlich Bedingung, daß die Wände als Ganzes wirken. Da sie dies aber erst nach dem Abbinden tun, so müssen untergelagerte Träger während der Ausführung abgesteift werden.

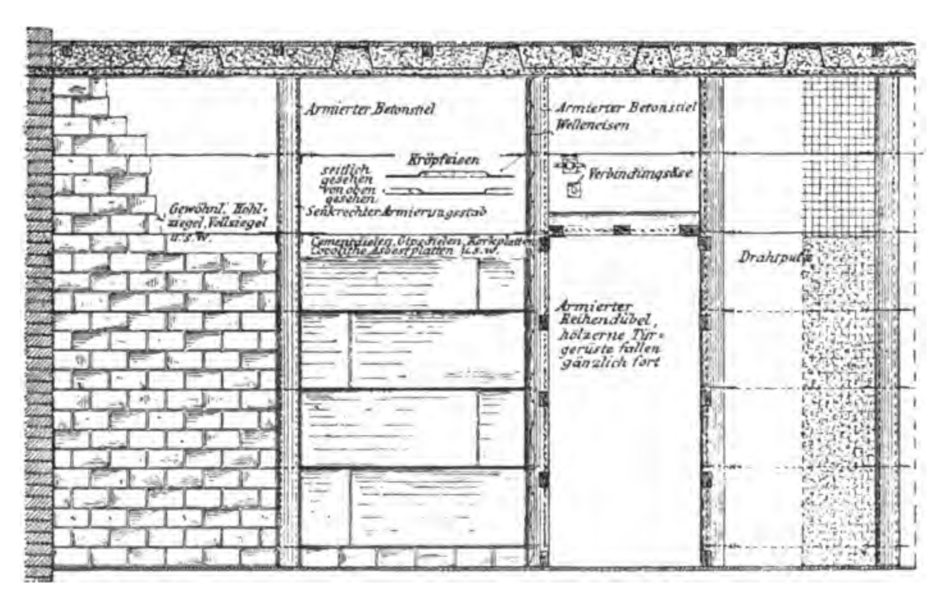


Abb. 85. Stabilfachwand, System Grevé.

Die Stabilfachwand (System Grevé), D. R.-P.

Wie aus Abb. 85 hervorgeht, läßt sich die Stabilfachwand, System Grevé, aus allen Baustoffen in Putz-, Guß- oder Stampfarbeit, unter Verwendung von Ziegeln

aller Art und Platten aller Stoffe (Zement, Gips usw.), und ferner je nach dem Bedürfnis mit stärkerer oder schwächerer Eisenarmierung, sowie in allen denkbaren Stärken ausführen.

Die Stabilfachwand läßt auch der Isolierfähigkeit weitesten Spielraum, ohne daß der Verwendbarkeit der verschiedenen Baustoffe irgend eine Grenze gezogen wird. Die Konstruktion eignet sich daher zu allen Zwecken, dünnen Scheidewänden in Wohn-, Geschäfts- und Fabrikgebäuden, zu Umfassungen aller Art, Schuppen, Hallen, Eiskellern, Ställen, Baracken, Schneewänden, Futtermauern usw. Ein- oder beiderseitig mit Asphaltfilzplatten in einem Guß verbunden, ist die Wand nach Angabe des Erfinders absolut wasserdicht.

Die senkrechten Eiseneinlagen erhalten zur Erzielung einer größeren Adhäsionsfläche und um eine größere Wandfläche zu fassen, vorteilhaft eine wellenförmige Gestalt; die wagerechten Eiseneinlagen, welche ebenso, wie die vorigen stets mit ihrer

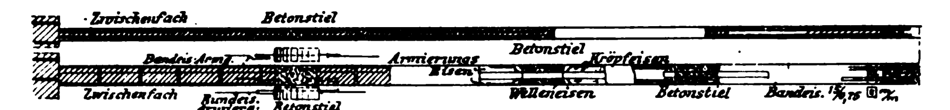


Abb. 86. Grundriß der Stabilfachwand.

hohen Kante normal zur Wandebene liegen, werden an den Kreuzungsstellen flach abgekröpft, so daß sämtliche Eiseneinlagen stets in der äußersten Zone des Wandquerschnitts eingebettet sind; es soll damit eine überall gleichmäßige Ausnutzung

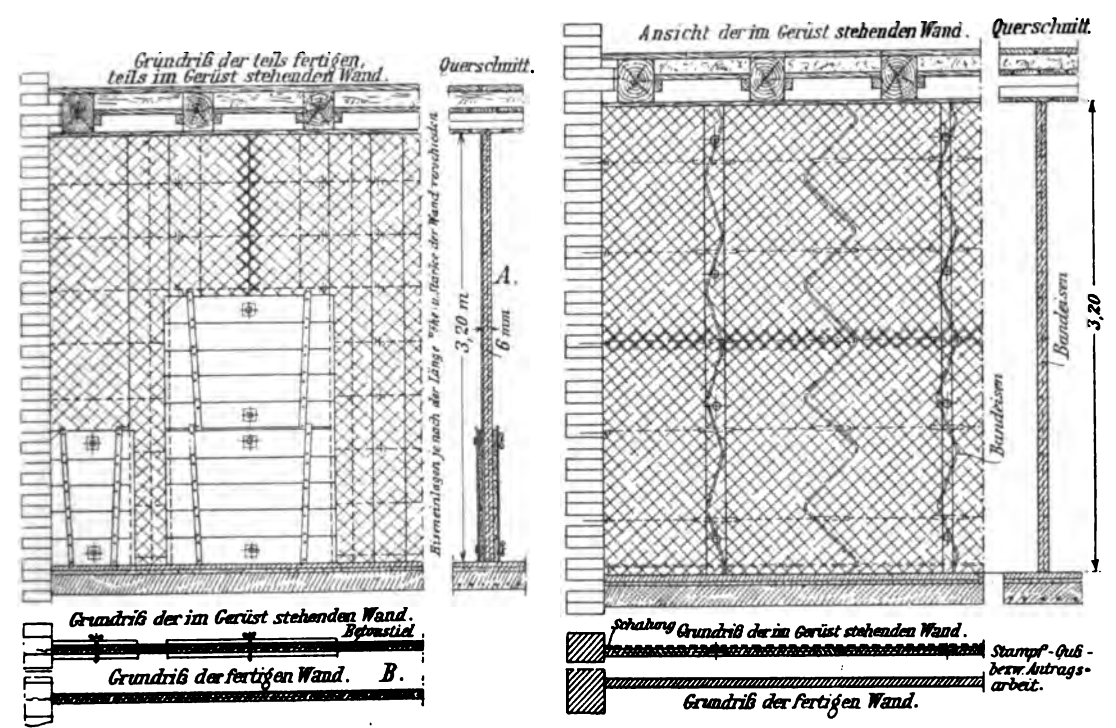


Abb. 87 bis 92. Stabilfachwand, System Grevé.

des höchstmöglichen Widerstandsmoments erzielt werden. Durch die Ausbetonierung oder Ausmauerung der Zwischenfelder wird die fertige Wand zu einem Eisenbetonfachwerk von hoher Widerstandsfähigkeit.

Seitens der Baupolizei Breslau ist die Grevéwand in einer Stärke von nur 6 cm als freitragend und als Ersatz für $1/2$ Stein stark gemauerte Wände zugelassen; sie hat sich auch gelegentlich der am 7. November 1906 auf dem städtischen Hafengelände zu Breslau vorgenommenen Brandprobe nach Angabe des Erfinders als feuerfest bewährt.

Trotzdem im Inneren des Gebäudes beiderseitig unter Glut stehend und in glühendem Zustande mehrere Minuten dem Vollstrahle der Feuerwehr ausgesetzt, zeigte die nur 6 cm starke Gußwand keine Veränderung, Ausbauchung oder Rißbildung.

Die Herstellung der Stabilfachwand ist die denkbar einfachste:

Nach erfolgtem Aufreißen der Wandflucht werden die vorher gefertigten, mit senkrechten und seitlich vorstehenden wagerechten Eiseneinlagen versehenen Pfosten aufgestellt und an einem Querriegel befestigt bezw. an der Decke verkeilt. Hiernach wird sofort mit dem Aussetzen der Zwischenfelder begonnen. In Höhe der seitlich aus den Pfosten vortretenden Quereisen werden auch in den Füllungen die erforderlichen Eisen eingelegt und durch Verhaken, Ösen usw. mit den ersteren verbunden. An den Querwänden erfolgt die Befestigung der Eiseneinlagen in üblicher Weise mittels Putzhaken, Nägel u. dergl.

Die Pfosten werden, mit den „armierten Reihendübeln (System Grevé, D. R. P. angem.)“ versehen, vorteilhaft an Stelle der Türpfosten aufgestellt, wodurch jedwedes Türgerüst, wie es jede andere Wandkonstruktion verlangt, erspart wird.

Die Försterwand, D. R.-P.

Nach demselben Gesichtspunkt, nach welchem die bekannten „Förstersteine“ eine Umgestaltung erfahren haben, vermöge deren sich die Försterdecke mit Eiseneinlagen versehen läßt, wurde von deren Erfinder auch der gewöhnliche Mauerziegel einer entsprechenden Ausgestaltung unterworfen (Abb. 93 bis 95).

Wie aus den Abbildungen ersichtlich, sind sämtliche, bei regulärem Mauerverband erforderlichen Steinformate berücksichtigt, und an allen ist die Anordnung getroffen: Nach einer Außenseite hin, sowie im Inneren sind die Hohlräume durch eine Ziegel-

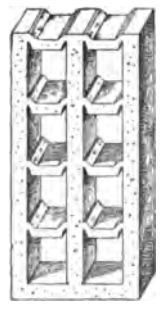
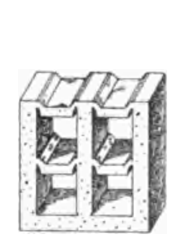
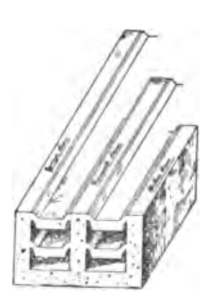




Abb. 93 bis 95. Förstersteine.

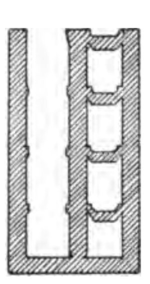


Abb. 96.

fläche abgegrenzt, welche etwas vertieft liegt und an beiden Seiten mit einer feinen Rille, einem Einriß sozusagen, begrenzt ist. Ein leichter Hammerschlag auf diese Flächen genügt, um sie sauber und geradlinig, ohne Seitendruck auf die Wandungen, herauszuschlagen.

Es entsteht so je nach Wunsch und Bedarf eine den Hohlräumen entsprechende kastenartige Öffnung, einen oder mehrere Hohlräume zusammenfassend, wie aus Abb. 96 erhellt.

Diese Hohlräume bilden nun beim Vermauern, über- oder nebeneinander verlaufend, einen horizontalen oder vertikalen Kanal, welcher zur Aufnahme der Betoneisenkonstruktion, d. h. des im Zementmörtel liegenden Eisens bestimmt ist.

Das Verfahren ist hierbei folgendes:

Die Eisenkonstruktion wird so, wie sie im Mauerwerk liegen soll, angeordnet, d. h. die vertikalen Stäbe bezw. Profileisen werden aufgestellt und vorübergehend befestigt. Alsdann wird das Mauerwerk derart vermauert, daß jeweils bei der Eisenkonstruktion Förstersteine verwendet werden, welche vorher in der Art der Abb. 96 hergerichtet sind. Die Höhlung dieser Steine wird mit Zementmörtel aufgefüllt, nachdem der Stein im übrigen gut satt vermauert ist.

Steigt das Mauerwerk auf die Höhe einer vertikalen Einlage, so wird solche, falls sie aus Bandeisen besteht, einfach aufgelegt und wie üblich weitergemauert oder, falls ein Profileisen erforderlich wird, werden entsprechende Läufersteine verwendet.

Flacheisen biegt man beim Zusammentreffen mit der Vertikalkonstruktion einfach in die Höhe und läßt die Enden in einer Vertikalfuge liegen.

Wie schon erwähnt, werden innerhalb einer Mauer dieser Art nur bei der Eisenkonstruktion Formsteine der beschriebenen Art erforderlich, während im übrigen, je nachdem gewöhnliche Steine des gleichen Materials, eventuell Verblender, verwendet werden können; die Arbeit stellt sich dadurch sehr billig.

Das nachstehende Beispiel einer Gartenmauer wird das Gesagte genügend erläutern, es bliebe höchstens noch zu sagen, daß man natürlich Steine jeden Profils nach Erfordernis, also z. B. Abdecksteine (s. nachstehend), Wölbsteine usw. in der gleichen Weise durchbilden kann (Abb. 97).

Für leichte Innenwände stellt Förster besondere, zwar fest, aber hochporös gebrannte Hohlsteine her. Ein solcher Stein ist in den hier folgenden

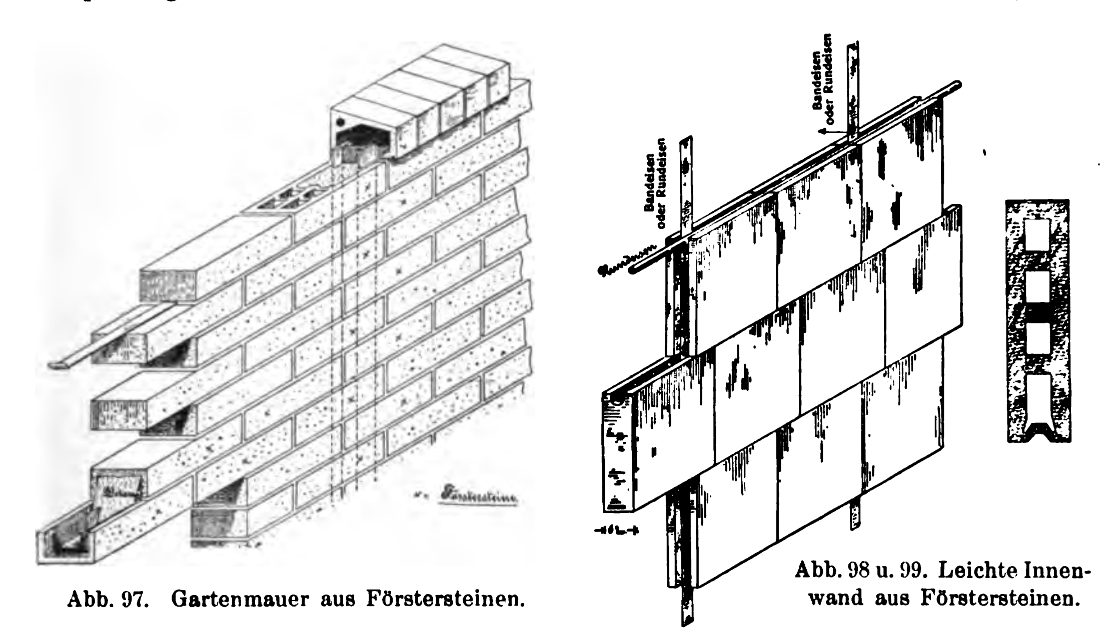


Abb. 97. Gartenmauer aus Förstersteinen.

Abb. 98 u. 99. Leichte Innenwand aus Förstersteinen.

Abb. 98 u. 99 nebst der Wand selbst dargestellt; nach dem zuvor Gesagten wird eine eingehende Beschreibung der Art der Verwendung wohl überflüssig sein. Der einzuschlagende Steg gibt hier einen schmalen Hohlraum frei, welcher, mit Zementmörtel gefüllt, zur Aufnahme der aufgestellten Band- oder Rundeisen dient, während die quer verlaufenden Eisen in die dafür quer zu den Stegen verlaufende obere Rinne der Steine zu liegen kommen. Die Steine sind (so also auch die Wand) 6 cm stark.

Sie werden in Verband vermauert und gestatten bei großer Widerstandsfähigkeit der Wand beträchtliche Raumersparnis bei großer Leichtigkeit der Konstruktion.

Wenn auch das Rabitzsystem streng genommen nicht hierher gehört, weil es dem Grundprinzip der Eisenbetonkonstruktionen (Aufnahme der Zugspannungen durch das Eisen, der Druckspannungen durch den Beton) nicht entspricht, so hat es doch mit diesen so viel Gemeinsames und wird besonders für die Herstellung von Innenwänden so häufig verwendet, daß eine Beschreibung des Systems an dieser Stelle gerechtfertigt erscheint.

Die Rabitzwand besteht aus einem gespannten Drahtgewebe, welches hauptsächlich dazu dient, den Putz zu tragen; dieser Putz besteht aus einem Gemenge von Gips und Kalkmörtel, welchem zum Zweck des besseren Haftens noch Kälberhaare und unter Umständen auch etwas Leim und Tonerde beigesetzt sind. Das Drahtgewebe soll stets verzinkt sein und darf nicht zu schwach genommen werden, in Abständen von etwa 20 bis 50 cm wird es durch Anordung von Rundeisenstäben verstärkt; mit der vorerwähnten Gipsmischung wird nun dieses Drahtgewebe ausgedrückt und dann die so erhaltene Platte mit feinerem Mörtel geputzt. Nach Erhärten dieser Gipsplatte hat das Drahtnetz seine Aufgabe im wesentlichen erfüllt: die Festigkeit dieser Konstruktionen wird also nicht, wie bei Monier, durch die Stärke der Eiseneinlagen bedingt, sondern durch die dem Netz von vornherein zu gebende Spannung.

Das mit gewebten Maschen versehene Eisennetzwerk wird in der Wandmitte angeordnet und an seinen Enden in einen Winkeleisenrahmen fest eingespannt. Bei Wänden von größeren Flächenabmessungen ist es nötig, in gewissen Abständen eine Teilung der Felder durch Anordnung von eingeschobenen Winkeleisen oder dergl. vorzunehmen, damit das Drahtnetz stets gespannt bleibt. Die Drähte des Netzes haben meist 1 mm Durchmesser, die Maschenweite beträgt 20 mm²; die geringste Wandstärke ist 5 cm, das Gewicht einer solchen Wand 50 kg/m².

Soll die Wand eine Öffnung (für eine Tür oder dergl.) erhalten, so wird diese mit einem Rahmen aus Holz oder Eisen in Wandstärke eingefaßt; an diesem Rahmen ist ein stärkerer Rundeisenstab befestigt, um welchen das Drahtnetz der Wand geschlungen wird.

Stößt eine solche Wand an gewöhnliches Mauerwerk, so befestige man das Drahtnetz an schwalbenschwanzförmigen Holzdübeln, die in das Mauerwerk eingelassen sind.

Rabitzwände besitzen, wenn sie zwischen festen Wänden eingespannt sind, große Tragfähigkeit, so daß sie imstande sind, außer der Eigenlast noch erhebliche angehängte Belastungen zu tragen, wie dies durch Versuche nachgewiesen ist. Neben ihrem geringen Gewicht und ihrem geringen Stärkebedürfnis besitzen sie aber weiter auch den Vorteil der Feuersicherheit, wenn auch in etwas geringerem Maße, als die reinen Eisenbetonkonstruktionen.

Den erwähnten Vorzügen verdanken die Rabitzwände ihre außerordentliche Verbreitung; sie werden hauptsächlich für innere Scheidewände in Wohn- und Fabrikgebäuden, als Wandungen von Lüftungs- und Heizungskanälen, Dunstschloten, als Umschließungen von Verbindungstreppen, Klosettanlagen und ferner auch in provisorischen Bauten (Ausstellungshallen usw.) verwendet. Infolge der großen Schmiegsamkeit des Materials eignet es sich auch für dekorativ durchzubildende Bauteile, wie Logenbrüstungen, Scheidewände zwischen Theaterlogen usw. in ganz hervorragendem Maße.

γ) Zwischendecken.

Allgemeines.

Die Deckenkonstruktionen bildeten die erste praktische Verwendungsart des Eisenbetons, und zwar waren es lange Zeit hindurch nur die schwer belasteten und über große Spannweiten ausgeführten Decken in Industriebauten, bei deren Anwendung man den Eisenbeton für ökonomisch hielt. Viel später erst konnte das neue Baumaterial sich im Geschäfts- und Wohnhausbau Eingang verschaffen; diese Art von Gebäuden verlangt bekanntlich im Untergeschoß weite Räume, die durch möglichst große Öffnungen mit der Straße in Verbindung stehen und durch feuersichere, tragfähige Decken von den oberen, die eigentlichen Wohnräume enthaltenden Geschossen abgeschlossen sind. Die früher üblichen Massivkonstruktionen, bei denen zwischen verhältnismäßig nahe aneinanderliegenden eisernen Trägern Gewölbe aus Ziegelmauerwerk oder Beton angeordnet wurden, entsprachen nur in sehr geringem Maße den Anforderungen der Feuersicherheit; weiterhin ergaben sie aber infolge der verhältnismäßig großen Konstruktionshöhe und des bedeutenden Eigengewichts die Notwendigkeit eines zu großen Eisenaufwands, so daß derartige Deckenkonstruktionen stets sehr bedeutende Kosten verursachten. Anders verhält es sich mit dem Eisenbeton: Dieses moderne Baumaterial ermöglicht es, die ganze feuersichere Deckenkonstruktion samt den zur Auflagerung nötigen Pfeilern in einem Material herzustellen; die Überspannung selbst der größten Öffnungen gestaltet sich billig und einfach durch die organische Verbindung mit der Decke aus gleichem Material, so daß der Eisenbetonbau auch den Vorteil der Gleichartigkeit seiner Herstellungsweise mit demjenigen der Billigkeit vor der vorerwähnten Konstruktion voraus hat.

Der armierte Beton macht ferner alle die Verkleidungen und Umhüllungen entbehrlich, die den eisernen Trägern gegeben werden müssen, um bei einem etwaigen Brande wenigstens eine Zeitlang vor den zerstörenden Wirkungen der Flammen geschützt zu sein, und die weiterhin nötig sind, um in der Ansicht oder im Inneren des Gebäudes den Anschein von Steinkonstruktion hervorzurufen.

Besondere Schwierigkeiten stellten sich der Verwendung des Eisenbetons zur gewöhnlichen Wohnhausdecke entgegen. Einmal war es die Abneigung und das Mißtrauen, das man allgemein dem Neuen und Ungewohnten, das sich an die Stelle von Althergebrachtem und Erprobtem setzen will, entgegenbringt; weiter aber war es der Umstand, daß der ökonomische Vorteil, den der Eisenbetonbau für Fabrikbauten mit schweren Belastungen mit sich brachte, bei Wohnhausbauten mit ihren kleinen Belastungen und nicht außergewöhnlichen Spannweiten wieder in Wegfall kam durch die Kosten der Vorkehrungen zur Erzielung der ebenen Untersicht, da der **T**-förmige Ausschnitt mit sichtbarer Rippe nach unserem Geschmack für die Zimmerdecke unbrauchbar ist, während anderseits Eisenbetondecken zwischen eisernen Trägern durch die hohen Eisenpreise von vornherein hier außer Konkurrenz treten mußten.

Auch heute noch wird den Eisenbetondecken der Vorwurf gemacht, sie seien außerordentlich schalleitend und hellhörig und daher für den Wohnhausbau ungeeignet. Demgegenüber sei auf die Ergebnisse der Untersuchungen des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins hingewiesen, durch welche auf Grund eingehender Beobachtungen festgestellt ist, daß den Decken aus Eisenbeton der Vorwurf größerer Schalldurchlässigkeit gegenüber den allgemein üblichen Wohnhausdecken nicht gemacht

werden kann. Es haben sich vielmehr bei den diesbezüglichen Versuchen die folgenden drei Tatsachen ergeben:

1. Alle Massivdecken, seien sie nun gebildet aus Ziegelgewölben zwischen eisernen Trägern oder aus reinen Beton- oder armierten Betonkonstruktionen zwischen eisernen Trägern, verhalten sich hinsichtlich der Schallübertragung ziemlich gleichartig.

2. Die Hauptleiter des Schalles sind nicht die Decken, sondern die Mauern, auf welchen die Deckenkonstruktionen aufgelagert sind. Eine Folge hiervon ist, daß bei durchgehenden Zwischenmauern sich die Schallübertragung weit mehr fühlbar macht, als wenn die Zwischenmauern in den einzelnen Stockwerken gegeneinander versetzt sind.

3. Eine Decke ist um so weniger schalleitend, je mehr horizontal übereinandergelagerte Schichten von verschieden ungleichartigem Gefüge sich in ihr vorfinden; hieraus erklärt sich die schalldämpfende Wirkung der Beschüttung einer unter der tragenden Decke angeordneten Fehldecke und ähnlicher Vorrichtungen.

Stehen somit die Eisenbetondecken bezüglich der Schallsicherheit den gewöhnlichen Wohnhausdecken durchaus nicht nach, so haben sie vor jenen den Vorteil unbedingter Feuersicherheit voraus; auch die bei den Holzbalkendecken so schwerwiegende Schwammgefahr kommt bei Eisenbetondecken in Wegfall.

Trotz dieser großen Vorzüge machte die Verwendung des Eisenbetons zur Wohnhausdecke anfangs nur sehr langsame Fortschritte; insbesondere bildete die Frage der Herstellung einer ebenen Untersicht — ohne Erhöhung der Kosten natürlich — eine tatsächliche Schwierigkeit. Diese Frage hat, wie die nachfolgende Beschreibung der gebräuchlichsten Deckensysteme zeigt, die verschiedenartigste Lösung gefunden.

Deckenbelag. Für Eisenbetondecken können im allgemeinen alle Arten Fußbodenbelag Anwendung finden. In gewerblichen Anlagen, Magazinen, Speichern usw. begnügt man sich meist damit, auf den Deckenbeton einen 2 bis 3 cm starken Zementestrich aufzubringen, der durch Verwendung von Granit- oder Basaltsand besondere Widerstandsfähigkeit erhält; die Oberfläche kann glatt, mit Riffelwalze geriffelt oder auch in Karos geschlagen hergestellt werden. Damit sich der Estrich gut mit der Unterlage verbinde, empfiehlt es sich, ihn direckt auf den frischen Deckenbeton aufzubringen; zur Vermeidung nachträglicher Sprünge und Risse ordne man bei größeren Flächen von vornherein besondere Ausdehnungsfugen an.

In Wohnräumen bringt man häufig auf die Betondecke zur besseren Schall- und Wärmeisolierung eine Zwischenlage von Schlackenbeton, Gipsestrich, Korkschrottbeton oder dergl. auf. Bei weichem Holzboden, 3 cm stark, ordnet man in der Regel eine 8 bis 12 cm hohe Beschüttung aus reinem, trocknem Sand an (Bauschutt, selbst wenn ausgeglüht, weniger empfehlenswert, aber billiger), darauf werden in Entfernungen von etwa 0,80 m Polsterhölzer in Stärken von 8 × 8 cm verlegt und auf ihnen der Boden befestigt. Besser ist ein harter (Eichen-)Bretterboden oder auch Eichenparkett. Die Verwendung von Füllmaterialien läßt sich insbesondere dann nicht umgehen, wenn die Betondecke keine ebene Obersicht bietet. Auch fugenlose Fußbodenarten — Asbest, Xylolith, Terrazzo, Granito und dergl. — werden häufig verwendet; doch sind hierbei in größeren Flächen besondere Ausdehnungsfugen anzuordnen. Als fußwarmer, fugenloser Belag in Zimmern kommt sehr häufig Linoleum auf 2 bis 3 cm starken Korkplatten oder Gipsestrich zur Ausführung.

Für Keller- und Dachgeschosse sind die verschiedenen Arten von Plattenpflaster (etwa aus Ziegel, entweder liegend 6 bis 7 cm oder stehend 12 bis 15 cm stark) eine beliebte Bodenbefestigung.

Verputz. Nur in Räumen von ganz untergeordneter Bedeutung wird man die Eisenbetondecken ohne jeglichen Verputz belassen; bei gewerblichen Bauten wird man die Betonfläche zum mindesten mit einem Verputz aus verlängertem Mörtel (1 Teil Weißkalk, 1 Teil Portlandzement und 4 bis 6 Teile Sand) und dann mit einem Kalkanstrich versehen; in feuchten Räumen verwende man nur reinen Zementmörtel.

Bei Trägerdecken sichere man die Träger gegen Feuersgefahr durch Umhüllung mit einer unverbrennlichen Masse.

Einteilung. Die in Eisenbeton ausgeführten Decken zerfallen in ebene Platten, in Gewölbe und in Plattenbalken. Die beiden ersteren Arten können entweder zwischen eisernen Trägern angeordnet oder aber auch ohne Zuhilfenahme solcher zur Überdeckung eines ganzen Raumes gebraucht werden.

Abb. 100. Schema eines Plattenbalkens.

Bei den Plattenbalken (Abb. 100) bildet die Decke mit den Eisenbetonunterzügen ein tragfähiges T-Profil; sie gewährleisten eine sparsamere Materialausnutzung als die Platten von gleichmäßiger Stärke. Bis zu einer gewissen Spannweite jedoch werden die größeren Einschalungskosten der Rippen die Ersparnis an Material ausgleichen, so daß die Plattenbalken erst etwa von 3 bis 4 m Spannweite an vorteilhaft ausgeführt werden können.

Die Zahl der verschiedenen Systeme von armierten Deckenkonstruktionen ist außerordentlich groß, und täglich tauchen neue Erfindungen auf diesem Gebiete auf. Im nachfolgenden sollen die gebräuchlichsten dieser Systeme beschrieben werden; dabei ist es bei einzelnen der neueren Deckenkonstruktionen schwer, sie in eine der oben genannten drei Kategorien einzureihen, und es soll deshalb bei der Beschreibung folgende Einteilung gewählt werden:

I. Platten,
II. Gewölbe,
III. Reine Plattenbalken,
IV. Sonstige Deckensysteme.

Über die allgemein üblichen Belastungsannahmen möge die folgende Tabelle kurzen Aufschluß geben:

1. Decken.

Nach: Preuß. Min. d. öffentl. Arbeiten v. 16. Mai 1890, Berlin. — Berliner Baupolizei v. 15. Januar 1887. — Heinzerling: D. angr. u. widerst. Kräfte.

Nr.	a) Eigengewichte.	kg f. 1 m²
	Holzdecken.	
1	Balkenlage, nur mit Dielung, 3,5 cm stark	70
2	Desgleichen, mit Stülpdecke oder gestrecktem Windelboden und 10 cm starkem Lehmschlag	220
3	Desgleichen, mit halbem Windelboden, Lehmschlag oder Sandfüllung, 3,5 cm starke Dielung	220
4	Desgleichen, unten mit 2 cm starker Schalung, Rohrung und Putz	250
5	„ mit ganzem Windelboden und Dielung, unterhalb mit Lehm verstrichen	360

Nr.	a) Eigengewichte.	kg f. 1 m²
	Massive Decken.	
6	1/2 Stein starke Kappe aus Vollsteinen oder Beton; 2 m Spannweite, bis Scheitelhöhe hintermauert bezw. verfüllt, ohne Fußboden	340
7	Desgleichen, aus porigen oder Lochsteinen oder Bimskies und Schlackenbeton	280
8	„ „ Schwemmsteinen	230
9	„ wie 6, jedoch 2 bis 3 m Spannweite	410
10	„ „ 7, „ 2 „ 3 „ „	350
11	Zu 6 bis 10, Holzdielung 3,5 cm stark auf Lagerhölzern 10/10 cm, 0,80 v. M. z. M.	+ 30
12	Sandfüllung bis unter die Dielung	+ 140
13	Gipsestrich 3,5 cm stark	+ 55
14	Terrazzo oder Zementestrich 3,5 cm stark	+ 75
	b) Nutzlasten.	
1	Bei Wohngebäuden	250
2	„ größeren öffentlichen Gebäuden, Treppen und Versammlungssälen	400
3	„ Lagerhäusern und Fabriken	500
4	„ Getreidespeichern und Durchfahrten	800
	c) Gesamtgewichte (a + b).	
1	Holzdecken in Wohngebäuden	500
2	„ „ Fabriken, Lagerhäusern	750
3	„ „ Getreidespeichern 850 bis	1000
4	Massive Decken in Wohngebäuden (je nach Material) 600 bis	750
5	„ „ „ Fabriken	1000
6	„ „ unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen	1250
	Gewölbte Decken im Grundriß gemessen 1000 kg für 1 m².	

2. Wände.

1	Monierwand	5 bezw. 7 cm stark	für 1 m² 100 kg bezw. 140 kg
2	Rabitzwand	5 „ 7 „ „	„ 1 „ 80 „ „ 110 „
3	Gipsdielenwand	5 „ 7 „ „	„ 1 „ 50 „ „ 70 „

Besonders große Nutzlasten kommen für Magazine in Betracht; für solche Fälle kann die nachstehende Tabelle benutzt werden:

3. Zufällige Belastung in Magazinen.

Gegenstand	Gewicht in kg/m²	Gegenstand	Gewicht in kg/m²
Getreide 1 m hoch geschüttet	730	Lockeres Stroh 1 m hoch gehäuft	70
Hülsenfrüchte 1 m hoch geschüttet	800	Papier 1 m hoch geschichtet	1100
Mehl 1 m hoch geschüttet	500	Bücher 1 m hoch geschichtet	800
Mehl in Fässern zu je 280 kg, 1 Lage	420	Kleider 4 Fächer übereinander zu je 70 cm Höhe	600
Mehl in Säcken zu je 80 kg, 1 Lage	850	Hartes Holz in Scheiten 1 m hoch geschichtet	400
Kochsalz in Stöcken, 5 bis 6 Stöcke übereinander	1850	Koks 1 m hoch geschichtet	320
Fleischkonserven 1 m hoch geschichtet	480	Steinkohle 1 m hoch	1400
Lockeres Heu 1 m hoch gehäuft	70	Schnee, frisch gefallen, 1 m hoch	190
Gepreßtes Heu 1 m hoch gehäuft	280	Schnee, gestampft, 1 m hoch	800

Zur Ermittlung der Eigengewichte armierter Betonplatten und Plattenbalken leisten die beiden folgenden Zusammenstellungen gute Dienste:

4. Gewichte von Betonplatten in kg ($\gamma = 2400$ kg/m³).

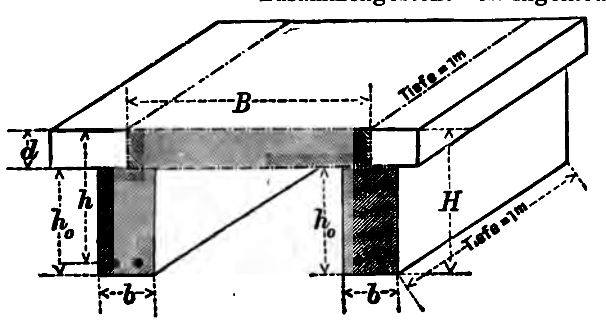
B u. *d* in cm.

	B = 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
d = 5	1,2	2,4	3,6	4,8	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8	12
6	1,44	2,88	4,32	5,76	7,20	8,64	10,08	11,52	12,96	14,4
7	1,68	3,36	5,04	6,72	8,40	10,08	11,76	13,44	15,12	16,8
8	1,92	3,84	5,76	7,68	9,60	11,52	13,44	15,36	17,28	19,2
9	2,16	4,32	6,48	8,64	10,80	12,96	15,12	17,28	19,44	21,6
10	2,40	4,80	7,20	9,60	12,00	14,40	16,80	19,20	21,60	24,0
11	2,64	5,28	7,92	10,56	13,20	15,84	18,48	21,12	23,76	26,4
12	2,88	5,76	8,64	11,52	14,40	17,28	20,16	23,04	25,92	28,8
13	3,12	6,24	9,36	12,48	15,60	18,72	21,84	24,96	28,08	31,2
14	3,36	6,72	10,08	13,44	16,80	20,16	23,52	26,88	30,24	33,6
15	3,60	7,20	10,80	14,40	18,00	21,60	25,20	28,80	32,40	36,0
16	3,84	7,68	11,52	15,36	19,20	23,04	26,88	30,72	34,56	38,4
17	4,08	8,16	12,24	16,32	20,40	24,48	28,56	32,64	36,72	40,8
18	4,32	8,64	12,96	17,28	21,60	25,92	30,24	34,56	38,88	43,2
19	4,56	9,12	13,68	18,24	22,80	27,36	31,92	36,48	40,04	45,6
20	4,80	9,60	14,40	19,20	24,00	28,80	33,60	38,40	43,20	48,0
21	5,04	10,08	15,12	20,16	25,20	30,24	35,28	40,32	45,36	50,4
22	5,28	10,56	15,84	21,12	26,40	31,68	36,96	42,24	47,52	52,8
23	5,52	11,04	16,56	22,08	27,60	33,12	38,64	44,16	49,68	55,2
24	5,76	11,52	17,28	23,04	28,80	34,56	40,32	46,08	51,84	57,6
25	6,00	12,00	18,00	24,00	30,00	36,00	42,00	48,00	54,00	60,0
26	6,24	12,48	18,72	24,96	31,20	37,44	43,68	49,92	56,16	62,4
27	6,48	12,96	19,44	25,92	32,40	38,88	45,36	51,84	58,32	64,8
28	6,72	13,44	20,16	26,88	33,60	40,32	47,04	53,76	60,48	67,2
29	6,96	13,92	20,88	27,84	34,80	41,76	48,72	55,68	62,64	69,6
30	7,20	14,40	21,60	28,80	36,00	43,20	50,40	57,60	64,80	72,0
B =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

	B = 100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	220	240	250
d = 5	120	132	144	156	168	180	192	204	216	228	240	264	288	300
6	144	158,4	172,8	187,2	201,6	216	230,4	244,8	259,2	273,6	288	316,8	345,6	360
7	168	184,8	201,6	218,4	235,2	252	268,8	285,6	302,4	319,2	336	369,6	403,2	420
8	192	211,2	230,4	249,6	268,8	288	307,2	326,4	345,6	364,8	384	422,4	460,8	480
9	216	237,6	259,2	280,8	302,4	324	345,6	367,2	388,8	410,4	432	475,2	518,4	540
10	240	264,0	288,0	312,0	336,0	360	384	408	432	456	480	528	576	600
11	264	290,4	316,8	343,2	369,6	396	422,4	448,8	475,2	501,6	528	580,8	633,6	660
12	288	316,8	345,6	374,4	403,2	432	460,8	489,6	518,4	547,2	576	633,6	691,2	720
13	312	343,2	374,4	405,6	436,8	468	499,2	530,4	561,6	592,8	624	686,4	748,8	780
14	336	369,6	403,2	436,8	470,4	504	537,6	571,2	604,8	638,4	672	739,2	806,4	840
15	360	396,0	432,0	468,0	504,0	540	576	612	648	684	720	792	864	900
16	384	422,4	460,8	499,2	537,6	576	614,4	652,8	691,2	729,6	768	844,8	921,6	960
17	408	448,8	489,6	530,4	571,2	612	652,8	693,6	734,4	775,2	816	897,6	979,2	1020
18	432	475,2	518,4	561,6	604,8	648	691,2	734,4	777,6	820,8	864	950,4	1036,8	1080
19	456	501,6	547,2	592,8	638,4	684	729,6	775,2	820,8	866,4	912	1003,2	1094,4	1140
20	480	528,0	576,0	624,0	672,0	720	768	816	864	912	960	1056	1152	1200
21	504	554,4	604,8	655,2	705,6	756	806,4	856,8	907,2	957,6	1008	1108,8	1209,6	1260
22	528	580,8	633,6	686,4	739,2	792	844,8	897,6	950,4	1003,2	1056	1161,6	1267,2	1320
23	552	607,2	662,4	717,6	772,8	828	883,2	938,4	993,6	1048,8	1104	1214,4	1324,8	1380
24	576	633,6	691,2	748,8	806,4	864	921,6	979,2	1036,8	1094,4	1152	1267,2	1382,4	1440
25	600	660,0	720,0	780,0	840,0	900	960	1020	1080	1140	1200	1320	1440	1500
26	624	686,4	748,8	811,2	873,6	936	998,4	1060,8	1123,2	1185,6	1248	1372,8	1497,6	1560
27	648	712,8	777,6	842,4	907,2	972	1036,8	1101,6	1166,4	1231,2	1296	1425,6	1555,2	1620
28	672	739,2	806,4	873,6	940,8	1008	1075,2	1142,4	1209,6	1276,8	1344	1478,4	1612,8	1680
29	696	765,6	835,2	904,8	974,4	1044	1113,6	1183,2	1252,8	1322,4	1392	1531,2	1670,4	1740
30	720	792	864	936	1008	1080	1152	1224	1296	1368	1440	1584	1728	1800
B =	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	220	240	250

5. Gewichte von Betonplatten und -Balken.[1])

Zusammengestellt von Ingenieur Bazali-Glauchau.



Dienen zur raschen Ermittlung des Eigengewichtes von Platten in Breiten bis 2,5 m, Höhen bis 30 cm und Trägern in Breiten bis 50 cm, Höhen bis 2 m in Eisenbeton. Sie werden denjenigen, die diese Rechnungen unzähligemal zu machen haben, als Hilfe oder als Kontrolle willkommen sein.

b u. h_0 in cm.

	b = 10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
h_0 = 1	2,4	2,88	3,36	3,84	4,32	4,80	5,28	5,76	6,24	6,72	7,20
2	4,8	5,76	6,72	7,68	8,64	9,60	10,56	11,52	12,48	13,44	14,40
3	7,2	8,64	10,08	11,52	12,96	14,4	15,84	17,28	18,72	20,16	21,6
4	9,6	11,52	13,44	15,36	17,28	19,2	21,12	23,04	24,96	26,88	28,8
5	12,0	14,40	16,80	19,20	21,60	24	26,40	28,80	31,20	33,60	36
10	24	28,80	33,60	38,40	43,20	48	52,8	57,6	62,4	67,2	72
15	36	43,2	50,4	57,6	64,8	72	79,2	86,4	93,6	100,8	108
20	48	57,6	67,2	76,8	86,4	96	105,6	115,2	124,8	134,4	144
25	60	72	84	96	108	120	132	144	156	168	180
30	72	86,4	100,8	115,2	129,6	144	158,4	172,8	187,2	201,6	216
35	84	100,8	117,6	134,4	151,2	168	184,8	201,6	218,4	235,2	252
40	96	115,2	134,4	153,6	172,8	192	211,2	230,4	249,6	268,8	288
45	108	129,6	151,2	172,8	194,4	216	237,6	259,2	280,8	302,4	324
50	120	144	168	192	216	240	264	288	312	336	360
55	132	158,4	184,8	211,2	237,6	264	290,4	316,8	343,2	369,6	396
60	144	172,8	201,6	230,4	259,2	288	316,8	345,6	374,4	403,2	432
65	156	187,2	218,4	249,6	280,8	312	343,2	374,4	405,6	436,8	468
70	168	201,6	235,2	268,8	302,4	336	369,6	403,2	436,8	470,4	504
75	180	216	252	288	324	360	396	432	468	504	540
80	192	230,4	268,8	307,2	345,6	384	422,4	460,8	499,2	537,6	576
85	204	244,8	285,6	326,4	367,2	408	448,8	489,6	530,4	571,2	612
90	216	259,2	302,4	345,6	388,8	432	475,2	518,4	561,6	604,8	648
95	228	273,6	319,2	364,8	410,4	456	501,6	547,2	592,8	638,4	684
100	240	288	336	384	432	480	528	576	624	672	720
105	252	302,4	352,8	403,2	453,6	504	554,4	604,8	655,2	705,6	756

	b = 32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
h_0 = 1	7,68	8,16	8,64	9,12	9,60	10,08	10,56	11,04	11,52	12,0
2	15,36	16,32	17,28	18,24	19,20	20,16	21,12	22,08	23,04	24
3	23,04	24,48	25,92	27,36	28,8	30,24	31,68	33,12	34,56	36
4	30,72	32,64	34,56	36,48	38,4	40,32	42,24	44,16	46,08	48
5	38,40	40,80	43,20	45,60	48	50,40	52,80	55,20	57,60	60
10	76,8	81,6	86,4	91,2	96	100,8	105,6	110,4	115,2	120
15	115,2	122,4	129,6	136,8	144	151,2	158,4	165,6	172,8	180
20	153,6	163,2	172,8	182,4	192	201,6	211,2	220,8	230,4	240
25	192	204	216	228	240	252	264	276	288	300
30	230,4	244,8	259,2	273,6	288	302,4	316,8	331,2	345,6	360
35	268,8	285,6	302,4	319,2	336	352,8	369,6	386,4	403,2	420
40	307,2	326,4	345,6	364,8	384	403,2	422,4	441,6	460,8	480
45	345,6	367,2	388,8	410,4	432	453,6	475,2	496,8	518,4	540
50	384	408	432	456	480	504	528	552	576	600
55	422,4	448,8	475,2	501,6	528	554,4	580,8	607,2	633,6	660
60	460,8	489,6	518,4	547,2	576	604,8	633,6	662,4	691,2	720
65	499,2	530,4	561,6	592,8	624	655,2	686,4	717,6	748,8	780
70	537,6	571,2	604,8	638,4	672	705,6	739,2	772,8	806,4	840
75	576	612	648	684	720	756	792	828	864	900
80	614,4	652,8	691,2	729,6	768	806,4	844,8	883,2	921,6	960
85	652,8	693,6	734,4	775,2	816	856,8	897,6	938,4	979,2	1020
90	691,2	734,4	777,6	820,8	864	907,2	950,4	993,6	1036,8	1080
95	729,6	775,2	820,8	866,4	912	957,6	1003,2	1048,8	1094,4	1140
100	768	816	864	912	960	1008	1056	1104	1152	1200
105	806,4	856,8	907,2	957,6	1008	1058,4	1108,8	1159,2	1209,6	1260

[1]) Siehe „Beton-Kalender" 1909, Teil II, S. 60.

$b =$	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
$h_0 =$ 110	264	316,8	369,6	422,4	475,2	528	580,8	633,6	686,4	739,2	792	844,8	897,6	950,4	1003,2	1056	1108,8	1161,6	1214,4	1267,2	1320
115	276	331,2	386,4	441,6	496.8	552	607,2	662,4	717.6	772,8	828	883,2	938,4	993,6	1048,8	1104	1159,2	1214,4	1269,6	1324,8	1380
120	288	345,6	403,2	460,8	518,4	576	633,6	691,2	748,8	806,4	864	921,6	979,2	1036,8	1094.4	1152	1209,6	1267,2	1324,8	1382,4	1440
125	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440	1500
130	312	374,4	436,8	499,2	561,6	624	686,4	748,8	811.2	873,6	936	998,4	1060,8	1123,2	1185,6	1248	1310,4	1372,8	1435,2	1497,6	1560
135	324	388,8	453,6	518,4	583,2	648	712,8	777,6	842,4	907,2	972	1036,8	1101,6	1166,4	1231,2	1296	1360,8	1425,6	1490,4	1555,2	1620
140	336	403,2	470,4	537,6	604,8	672	739,2	806,4	873,6	940,8	1008	1075,2	1142,4	1209,6	1276,8	1344	1411,2	1478,4	1545,6	1612,8	1680
145	348	417,6	487,2	556,8	626,4	696	765,6	835,2	904,8	974,4	1044	1113,6	1183,2	1252,8	1322,4	1392	1461,6	1531,2	1600,8	1670,4	1740
150	360	432	504	576	648	720	792	864	936	1008	1080	1152	1224	1296	1368	1440	1512	1584	1656	1728	1800
155	372	446,4	520,8	595,2	669,6	744	818,4	892.8	967,2	1041,6	1116	1190,4	1264,8	1339,2	1413,6	1488	1562,4	1636,8	1711,2	1785,6	1860
160	384	460,8	537,6	614,4	691,2	768	844,8	921,6	998.4	1075,2	1152	1228,8	1305,6	1382,4	1459,2	1536	1612,8	1689,6	1766,4	1843,2	1920
165	396	475,2	554,4	633,6	712,8	792	871,2	950,4	1029,6	1108,8	1188	1267,2	1346,4	1425,6	1504,8	1584	1663,2	1742,4	1821.6	1900,8	1980
170	408	489,6	571,2	652,8	734,4	816	897,6	979,2	1060,8	1142,4	1224	1305,6	1387,2	1468,8	1550,4	1632	1713,6	1795,2	1876,8	1958,4	2040
175	420	504	588	672	756	840	924	1008	1092	1176	1260	1344	1428	1512	1596	1680	1764	1848	1932	2016	2100
180	432	518,4	604,8	691,2	777,6	864	950,4	1036,8	1123,2	1209,6	1296	1382,4	1468,8	1555,2	1641,6	1728	1814,4	1900,8	1987,2	2073,6	2160
185	444	532,8	621,6	710,4	799,2	888	976,8	1065,6	1154,4	1243,2	1332	1420,8	1509,6	1598,4	1687,2	1776	1864,8	1953,6	2042,4	2131,2	2220
190	456	547,2	638,4	729,6	820,8	912	1003,2	1094,4	1185,6	1276,8	1368	1459,2	1550,4	1641,6	1732,8	1824	1915,2	2006,4	2097,6	2188,8	2280
195	468	561,6	655,2	748,8	842,4	936	1029,6	1123,2	1216,8	1310,4	1404	1497,6	1591,2	1684,8	1778,4	1872	1965,6	2059,2	2152,8	2246,4	2340
200	480	576	672	768	864	960	1056	1152	1248	1344	1440	1536	1632	1728	1824	1920	2016	2112	2208	2304	2400

I. Platten.

1. System Monier. Die Monierplatten bilden eine der ersten Ausführungsweisen des Eisenbetons; sie ruhen entweder auf Holz-, oder häufiger auf Eisenträgern und werden in den mannigfachsten Formen häufig ausgeführt. Die Konstruktion wird entweder als fertige Platte verlegt oder, wie dies meistens der Fall ist, an Ort und Stelle in ganzer Fläche hergestellt. Im ersteren Falle kann allerdings die Schalung erspart werden, immerhin gebührt der Herstellung an Ort und Stelle der Vorzug, weil dadurch eine zusammenhängende, einheitliche Konstruktion erzielt wird. Die Platten kann man entweder als einfache Fußbodenlage direkt über die Träger legen oder aber mit einem beliebigen anderen Fußbodenbelag versehen (Abb. 101 u. 102). Die Träger

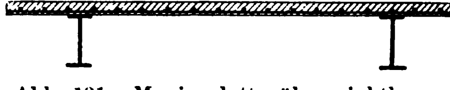



Abb. 101. Monierplatte über sichtbaren eisernen Trägern.



Abb. 102. Monierplatte über ummantelten eisernen Trägern.

selbst können je nach Art und Bedeutung des Gebäudes sichtbar bleiben oder gegen die Einwirkung einer Feuersbrunst durch Ummantelung mit Beton u. dergl. geschützt werden.

Soll die Decke eine ebene Untersicht erhalten, so werden die Monierplatten — wie dies im Geschäftshaus May u. Edlich zu Berlin geschehen ist — auf die unteren Trägerflanschen aufgelagert und so weit nach abwärts gebogen, daß auch diese Flanschen mit einer dünnen Lage Zementmörtel und nachher mit Deckenputz überzogen werden (Abb. 103). Die Ausfüllung zwischen der Monierplatte und dem Fußboden selbst kann mit leichten, schalldämpfenden Materialien (Gipsschutt, Asche, leichtem Schlackenbeton oder dergl.) erfolgen.

Bei hohen Trägerprofilen verwendet man zur Vermeidung einer zu starken und damit auch zu schweren Ausfüllung nebendargestellte Anordnung (Abb. 104); in diesem Falle ist die Decke gestelzt. Die Untersicht kann glatt geputzt werden unter vouten-



Abb. 103. Monierplatten auf Ober- und Unterflansch der Träger.



Abb. 104. Gestelzte Monierdecke.

artiger Ausrundung der Ecken, oder es wird unterhalb der Decke eine besondere Drahtputzisolierdecke (Abb. 105) zur Erzielung einer ebenen Untersicht angeordnet.

Bei Verwendung massiver Fußböden wird die Decke so hoch gestelzt, daß ihre Oberkante mit derjenigen der Träger bündig liegt (Abb. 106); hierauf verlegt man einen 2 bis 3 cm starken Zementestrich als Unterlage für Linoleum oder massive Fußböden.

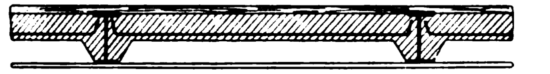


Abb. 105. Gestelzte Monierdecke mit Drahtputzisolierdecke.



Abb. 106. Hochgestelzte Monierdecke.

Die Trägerentfernung bei Verwendung von Monierplatten schwankt im Allgemeinen zwischen 1,20 bis 3 m, die Plattenstärke zwischen 5 und 20 cm, je nach Größe der Belastung. Die Eiseneinlagen, meist Rundeisen, zerfallen in Tragstäbe und Verteilungsstäbe. Erstere, senkrecht zu den Trägern angeordnet, werden in Abständen von ungefähr 5 bis 10 cm voneinander verlegt, und zwar 1 bis 2 cm von der Unterkante der Platte entfernt,

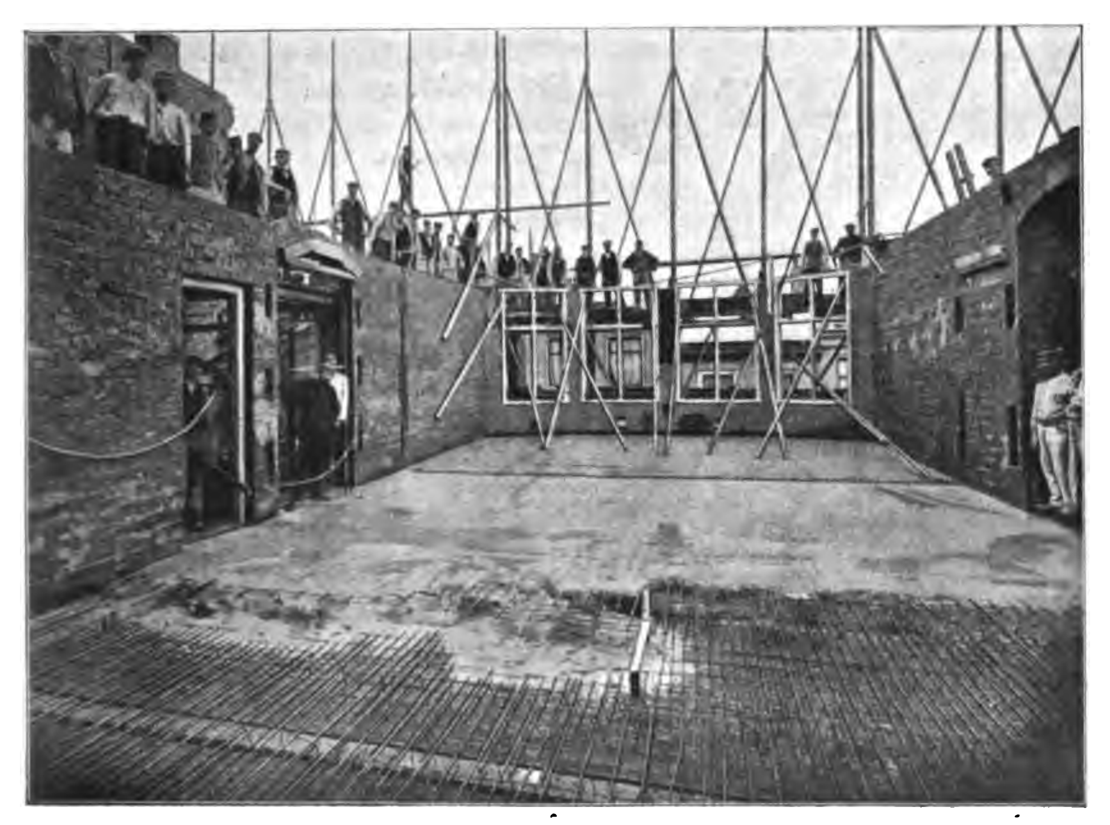


Abb. 107. Monierdecke zwischen eisernen Trägern während der Herstellung.

so daß sie noch vollständig in den Mörtel eingebettet sind, der Querschnitt der Tragstäbe wird durch die Rechnung bestimmt. Senkrecht über die Tragstäbe werden die Verteilungsstäbe gelegt, deren Zweck es ist, bei Einzellasten einen breiteren Streifen der Platte zum Mittragen heranzuziehen, sowie einen besseren Verband in der Richtung parallel zu den Trägern herzustellen. Die Verteilungsstäbe haben einen Durchmesser von 4 bis 8 mm und übergreifen sich an den Enden auf ungefähr 5 cm;

sie werden in Abständen von 10 bis 30 cm angeordnet und mit den Tragstäben mittels Eisendrahtes von 1 mm Stärke verbunden.

Die Abb. 107 stellt eine Monierdecke während der Herstellung dar; die Spannweite der Eisenbetonplatte beträgt 6 m, die Platten sind nach Abb. 106 zwischen eisernen Trägern gestampft.

An Stelle der Rundeisen sind vielfach auch andere Profile bei sonst gleichem Konstruktionsprinzip zur Verwendung gekommen: so verwendet Wünsch kleine ⊥-Eisen, Hyatt aufrechtstehende Flacheisen; bei dem in Amerika vielfach ausgeführten Ransomesystem sind die Tragstäbe aus schraubenförmig gewundenen Quadrateisen hergestellt, während auf die Anordnung von Verteilungsstäben vollständig verzichtet wird.

Besondere Erwähnung verdienen auch noch die mit Streckmetall als Eiseneinlagen hergestellten Decken.

Streckmetall ist ein aus Stahlblech oder sonstigen Metallen ohne Materialverlust gestanztes Maschenwerk mit festen Knotenpunkten, welches hauptsächlich den Zweck hat, bei Bauten in armiertem Beton die bisher als Einlage angewendeten Rundeisennetze u. dergl. zu ersetzen.

Abb. 108 stellt eine Tafel Streckmetall in Beton eingebettet in verkleinertem Maßstabe dar.

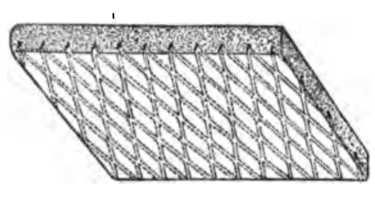


Abb. 108.

Da jede Masche aus voneinander unabhängigen Stegen gebildet ist, so kann eine Tafel Streckmetall ganz nach Erfordernis für eine gegebene Fläche zugeschnitten werden, ohne daß die Widerstandsfähigkeit beeinträchtigt wird, oder daß sich das Netzwerk auflöst.

Das Streckmetall wird in sechs verschiedenen Maschenweiten erzeugt. Die Länge der Streckmetalltafeln gilt in der Querrichtung der Maschen.

Dadurch, daß die die Maschen bildenden Stege sämtlich in einem Winkel zur Oberfläche der Tafel liegen, ist der Anschluß des Betons oder Mörtels an die Maschen ein vollkommener. Das Material erscheint wie eingebettet.

Streckmetall eignet sich vorzüglich zur Herstellung von leichten, aber tragfähigen und feuersicheren Baukonstruktionen aller Art, als Decken, Wände, Fußböden, Dächer, Kanäle, Rohrleitungen, Bassins, Treppenstufen, Zementplatten, Kunststeine usw. Die Streckmetalldecken können entweder derart hergestellt werden, daß das Streckmetall nur zur Verbindung der nach System Monier verlegten Rundeisen dient, oder aber das Streckmetall bildet an Stelle der Rundeisen die Trag- und Verteilungsstäbe der Monierdecke; dabei können alle Arten des Moniersystems auch mit Streckmetalleinlage ausgeführt werden, also nach Abb. 101 bis 106.

Die Wirkung der Einspannung auf die Verkleinerung der Biegungsmomente ist in sehr zweckmäßiger Weise ausgenutzt bei folgendem Deckensystem:

2. Die Koenensche Voutenplatte (Lizenzinhaberin: Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin) ist eine zwischen Trägern oder Mauern eingespannte Zementeisenplatte, die mittels ihrer Eiseneinlagen und voutenförmigen Verstärkungen sich an die Auflager derartig anschließt, daß dadurch starke negative Einspannungsmomente erzeugt werden, welche die positiven Streckenmomente ganz erheblich verringern, bei der aber außerdem die Eiseneinlagen infolge ihrer eigenartigen konkavkonvexen Krümmung die Transversalkräfte aufnehmen, die sie durch die Voutenkörper auf den Trägerunterflansch oder Mauerabsatz übertragen helfen.

Die Merkmale der Koenenschen Voutenplatte bestehen mithin (vergl. Abb. 117 bis 120):

1. in einer neben den Auflagern angeordneten, voutenartig begrenzten Verstärkung der Platte und

2. in einer eigentümlich angeordneten Eisenlage aus einzelnen, nahe aneinander liegenden Rundeisenstäben. Im mittleren, unten ebenen Teil der Platte hängen diese Stäbe kettenlinienartig durch; innerhalb der voutenförmigen Verstärkung erheben sie sich mit entgegengesetzter Krümmung bis nahe an die Oberkante der Platte, woselbst sie um die Flanschen der Träger umgehakt oder in das Nachbarfeld weitergeführt werden.

Auf diese Weise wird die Platte an den Auflagern eingespannt (eingeklemmt), und so ihre freitragende Spannweite auf diejenige des mittleren, unten ebenen Teils vermindert.

Zur Erleichterung des Verständnisses und besseren Veranschaulichung der eigenartigen Wirkungsweise dieser außerordentlich tragfähigen und in jeder Hinsicht zweckmäßigen Deckenplatte diene die folgende einfache Entwicklung:

Bekannt ist, daß ein mit seinen Enden frei aufliegender, vollbelasteter Balken (Abb. 109) — gleichmäßige, volle Belastung sei zunächst vorausgesetzt — sich nach Abb. 110 durchbiegt unter der Wirkung von Biegungsmomenten, welche durch die lotrechten Ordinaten der in Abb. 111 gezeichneten Parabel dargestellt sind.

Das größte Biegungsmoment tritt hierbei in der Mitte auf und hat den Wert $\frac{P \cdot l}{8}$, wenn P die ganze Last und l die Balkenlänge zwischen den Auflagern bedeutet. Genau so verhält sich eine mit zwei gegenüberliegenden Rändern aufruhende rechteckige Platte.

Bekannt ist ferner, daß ein an beiden Enden vollständig eingespannter Balken (Abb. 112) sich nach Abb. 113 durchbiegt unter der Wirkung von Biegungsmomenten, welche den lotrechten Ordinaten der in Abb. 114 gezeichneten Parabel entsprechen.

Die Rechnung ergibt, daß hierbei das größte Biegungsmoment an den Enden auftritt und den Wert $\frac{P \cdot l}{12}$ hat, in der Balkenmitte bleibt für dasselbe nur $\frac{P \cdot l}{8} - \frac{P \cdot l}{12} = \frac{P \cdot l}{24}$.

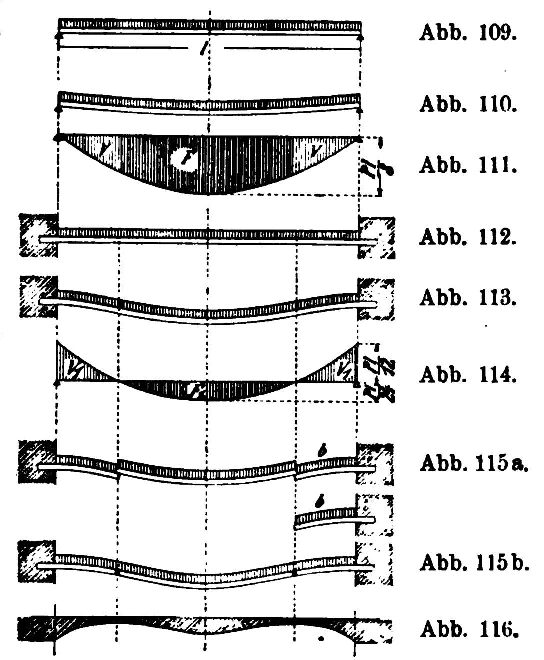


Abb. 109. Abb. 110. Abb. 111. Abb. 112. Abb. 113. Abb. 114. Abb. 115a. Abb. 115b. Abb. 116.

Genau so verhält sich eine an zwei gegenüberliegenden Rändern eingespannte Platte.

Der Vergleich der beiden durch engere Schraffur hervorgehobenen Flächen F und F_1 (Abb. 111 u. 114), welche ein in die Augen fallendes Bild der Spannungsgrößen und des entsprechenden Materialaufwandes der bisher bekannten frei aufliegenden Platte und der eingespannten Voutenplatte zur Anschauung bringen, läßt den großen, mit der Koenenschen Voutenplatte erzielten Fortschritt klar erkennen.

Die Mittelstrecke a (Abb. 113 u. 115) erscheint konkav durchgebogen wie ein auf zwei Stützen frei aufliegender Balken, die Endstrecken b sind dagegen konvex durchgebogen

wie zwei vorgestreckte Konsolträger, auf welchen außer der Streckenlast noch die Auflagerdrücke des Mittelstücks *a* ruhen (vergl. Abb. 115a u. 115b).

Abb. 115b zeigt die gleiche Anordnung mit Gelenkverbindung an den Übergangsstellen. Dort gehen die Biegungsmomente durch Null (Abb. 114), es sind also dort nur Transversalkräfte zu übertragen.

Abb. 116 zeigt einen eingespannten Balken bezw. eine eingespannte Platte, deren Querschnittshöhen den jeweiligen Biegungsmomenten und Transversalkräften entsprechen nach Art eines Balkens gleichen Widerstandes gegen Biegung.

Abb. 117 u. 118 zeigen den Querschnitt und Grundriß der eingespannten Koenenschen Voutenplatte; die eingelegten Eisenstäbe sind mit den Auflagern zugfest verbunden und befinden sich durchweg auf der Zugseite der Plattenquerschnitte, also auf der Mittelstrecke *a* unterhalb der punktierten Mittelschicht, auf den Endstrecken *b* oberhalb derselben; aber auch der Abstand der Eisenstäbe von der Mittelschicht, welchem das Widerstandsmoment der Platte in den verschiedenen Querschnitten nahezu proportional ist, entspricht der jeweiligen Größe des Angriffsmoments, wie auch in den Endstrecken *b* die Plattenstärke und das Widerstandsmoment den nach den Auflagern hin wachsenden Biegungskräften entsprechend zunehmen.

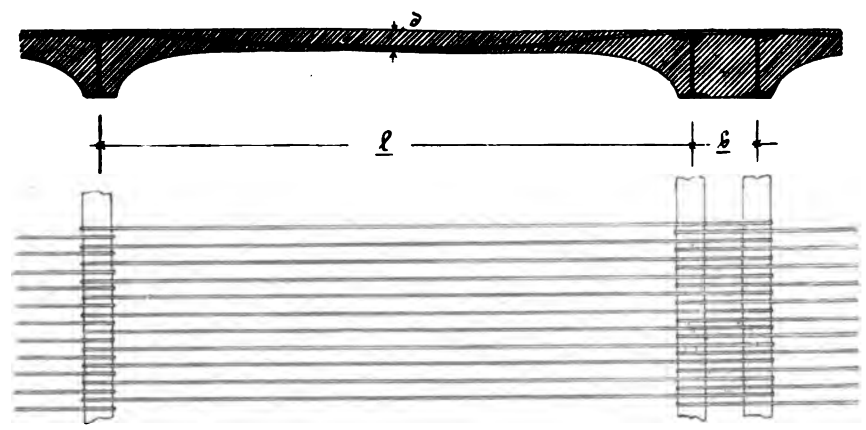


Abb. 117 und 118. Querschnitt und Grundriß der eingespannten Koenenschen Voutenplatte.

Somit kann die Koenensche Voutenplatte als eine eingespannte Zementeisenplatte von annähernd gleichem Widerstande gegen Biegung bezeichnet werden.

Die Eiseneinlage muß innerhalb des mittleren, zwischen den Vouten befindlichen Teils der Platte in der unteren Hälfte derselben liegen und kettenlinienartig durch-

Abb. 119. Voutenplatte, zwischen Mauern eingespannt.

Abb. 120. Aufeinanderfolge von zweiseitig und einseitig eingespannten Voutenplatten.

hängen. Aus dieser Lage müssen nach den Enden hin oberhalb der Voute die Eisenstäbe in die obere Plattenhälfte mit konvexer Krümmung nach oben übergehen, um alsdann mit den die Platte stützenden Mauern oder Trägern zugfest verbunden oder

über dieselben hinweg in die benachbarten Deckenfelder hineingeführt zu werden (vergl. Abb. 119 u. 120).

Mit anderen Worten: Innerhalb der bei der Belastung nach unten ausbiegenden mittleren Plattenstrecke, auf der also in der unteren Plattenhälfte Zugspannungen auftreten, befindet sich die Eiseneinlage gleichfalls in der unteren Hälfte und infolge ihrer Krümmung in solchen Abständen von der Plattenmitte, wie sie annähernd den größten Biegungsmomenten entsprechen.

Nach den Auflagern hin (vergl. Abb. 113), wo beiderseits entgegengesetzte Ausbiegungen, also Zugspannungen in der oberen Plattenhälfte, eintreten, gehen auch die Eisenstäbe in die obere Plattenhälfte über (vergl. auch Abb. 117 bis 120).

An den Einspannungsenden, wo die Biegungsmomente ihre größten Werte erreichen (vergl. Abb. 114), nimmt die Eiseneinlage auch ihre höchste und daher wirksamste Lage ein, um vermöge ihrer zugfesten Verbindung mit den Auflagern (Trägern oder Mauern) und unter Mitwirkung der die Druckspannungen aufnehmenden Voutenkörper kräftige Einspannungsmomente hervorzubringen.

Soweit die Transversalkräfte durch die Scherfestigkeit des Betonmaterials übertragen werden, ist die Vergrößerung der Plattendicke, also die Verstärkung des Querschnitts nach den Auflagern hin, auch durch die nach den Auflagern hin zunehmenden Transversalkräfte begründet. Gleichzeitig schützen die Voutenkörper die von ihnen eingeschlossenen Träger vor Feuer und Rost, so daß nur die Unterfläche derselben ummantelt zu werden braucht. Verwendet man aber statt eiserner Träger oder Mauern Eisenbetonbalken, so brauchen die Voutenkörper nur entsprechend armiert oder verstärkt zu werden, um gleichzeitig als Eisenbetonträger zu dienen.

Das Einspannungsmoment wird, wie gesagt, dadurch erzielt, daß die Enden der Eisenstäbe mit den Auflagerkörpern (Trägern oder Mauern) in zugfeste Verbindung gebracht werden, da ja die durch den Voutenkörper in seinem unteren Teil übertragenen Druckkräfte ohne weiteres gleiche Gegendrücke erzeugen, deren Mittelkraft zusammen mit jener Zugkraft das in Rede stehende Kräftepaar bildet. Das Einspannungsmoment erreicht bei voller Belastung P und bei durchweg gleicher Plattenstärke den Wert $\frac{P \cdot l}{12}$. Da aber die Plattenstärke an den Auflagern stets größer ist, so wird auch, genauer genommen, das Einspannungsmoment entsprechend größer sein, so daß jener Wert $\frac{P \cdot l}{12}$ als ein mindestens vorhandener angesehen werden muß; in Plattenmitte bleibt daher höchstens $\frac{P \cdot l}{24}$.

Die vorbeschriebene Wirkungsweise der Koenenschen Voutenplatte kann auch daraus erklärt werden, daß die dem Lauf der Resultierenden aus den bei der Biegung entstehenden Hauptzugspannungen entsprechende Eiseneinlage als eine doppelt gekrümmte Kettenlinie aufgefaßt werden kann, von welcher die konvex gekrümmten Endteile von den voutenartig gekrümmten Konsolen getragen werden (gleich einem gekrümmten Faden, der über einen Zylinder gespannt ist), und für den mittleren, nach unten durchhängenden Teil nur rund vier Siebentel der Feldweite zur Spannweite übrig lassen. Da aber nach der Formel $H = \frac{P \cdot l^2}{8h}$ die Spannungen mit dem Quadrat der Spannweiten wachsen, so erleidet die Eiseneinlage im Vergleich zu der über die ganze Feldweite nach unten durchhängenden Kettenlinie nur $\frac{4^2}{7^2} = \frac{16}{49}$ oder rund $\frac{1}{3}$ der Spannung.

Bei der gleichen Deckenstärke d erleidet also eine mit Eiseneinlagen nur nach der einfachen Kettenlinie ausgestattete Platte dreimal so große Zugbeanspruchung im Eisen und demzufolge auch dreimal so große Druckbeanspruchung im Beton wie die Koenensche Voutenplatte. — Bei außergewöhnlich großen, unsymmetrisch wirkenden Einzellasten (Raddrücken oder Dampfwalzenlasten) werden zur größeren Sicherheit entsprechende Eiseneinlagen zur Ergänzung angeordnet, so daß eine Verschiebung des Maximalmoments aus der Mitte heraus nicht nachteilig wirken kann.

Bei I-förmigen Trägern, der bei weitem am meisten vorkommende Fall, erfolgt die zugfeste Verbindung am Auflager durch einfache Umhakung der Eisenstabenden um den oberen Trägerflansch (vergl. auch Abb. 117, 118 u. 120), während sich der Voutenkörper gegen den Trägersteg mit wagerechter Kraftrichtung anlehnt (behufs Übertragung des Moments) und gleichzeitig auf den Unterflansch des Trägers mit senk-



Abb. 121. Innenansicht des Kaufhauses „Alte Post" in Berlin; Decken als Koenensche Voutenplatte ausgeführt.

rechter Kraftrichtung aufsetzt (behufs Übertragung der Transversalkraft, die dort gleich ist dem lotrechten Auflagerdruck A).

Es entsteht so die in Abb. 117 u. 118 im Querschnitt und Grundriß dargestellte, zwischen I-Trägern eingespannte Voutenplatte, bei der die Träger wirksam ausgesteift und durch den Beton vor Feuer und Rost sicher geschützt sind. Der voutenförmige Anschluß an die Träger erleichtert eine wirksame architektonische Ausbildung der großen Deckenplatten.

Die in den berechneten Abständen angeordneten Rundeisenstäbe zweier benachbarter Plattenfelder sind gegeneinander versetzt, damit sie über den Trägern aneinander vorbeigehen und letztere von beiden Seiten umklammern (vergl. Abb. 118).

Wie zwischen Träger, kann die Voutenplatte aber auch direkt zwischen die Wände mit Hilfe von Ankern eingespannt werden. So ist z. B. das Städtische Krankenhaus in Dresden, bei welchem für die rund 12 000 m² Decken ausschließlich die Koenensche Voutenplatte zur Ausführung kam, ohne irgendwelche Verwendung von Trägern ausgeführt (Abb. 119).

Falls aber die Einspannung in eine Endmauer wegen ungenügender Auflast nicht möglich sein sollte, wird die Platte dort ohne Einspannung, also frei aufgelegt, so daß sie nur lotrecht gerichteten Auflagerdruck äußert; sie ist alsdann nur einseitig eingespannt, wie Abb. 120 zeigt.

Abb. 120 zeigt eine Aufeinanderfolge von zweiseitig und einseitig eingespannten Voutenplatten, welche häufig Anwendung findet. Die skizzierte Ausführung ist wegen der bedeutenden Spannweiten von 6,03 m für die einseitig eingespannte und 8 m für die beiderseits eingespannte Voutenplatte interessant. Einseitig eingespannte Voutenplatten mit 6,03 m Spannweite wurden in dem Magazingebäude der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven für eine Nutzlast von 700 kg/m² hergestellt.

Die erste Probeplatte der Koenenschen Voutendecke wurde am 25. Januar 1897 baupolizeilich geprüft; nach Angabe der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau sind seit dieser Zeit über 5 Millionen m² dieser Decke ausgeführt.

Abb. 121 zeigt die Innenansicht des Kaufhauses „Alte Post“ in Berlin, dessen Decken gleichfalls als Koenensche Voutenplatten ausgeführt sind; die Decken sind bei einer durchschnittlichen Spannweite von 4,50 m für eine Nutzlast von 500 kg/m² berechnet.

3. Die Koenensche „Plandecke“ ist eine mit Rippen bezw. Hohlräumen versehene Betoneisenplatte, die mit einer unterhalb der Träger durchgehenden ebenen Decke verbunden ist.

Wie aus Quer- und Längenschnitt (Abb. 122 u. 123) hervorgeht, sind unter den Rippen freitragende oder aufgehängte Holzbalken oder Latten angeordnet, die eine

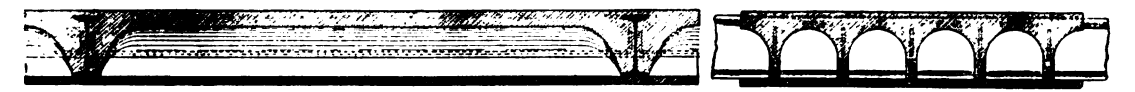


Abb. 122 und 123. Quer- und Längenschnitt der Koenenschen Plandecke.

verschiedene Höhe haben können, und da auch die Konstruktionsstärke der Platte — je nach den Spannweiten und Belastungen — wechselt, läßt sich die Decke allen Trägerhöhen anpassen. Die Latten ermöglichen sowohl eine leichte Ausführung der Rippenplatte, als auch eine bequeme Befestigung der „ebenen“ Unterdecke.

Wenn auch die Unterdecke durchweg massiv werden soll, so reichen die Betonrippen so tief hinab, daß ihre Unterkanten mit Trägerunterkante bündig liegen.

Im letzteren Falle dienen die Holzlatten unterhalb der Rippe nur während der Ausführung als Schalungsträger der Betonplatte bis zu ihrer Erhärtung und werden bei der Ausschalung entfernt. Zur Befestigung der ebenen Unterdecke werden dann Halter aus verzinktem Eisendraht, die im Rippenkörper fest einbetoniert sind, benutzt.

Mittels vollen Betonkörpers schließt sich die Platte an die sie unterstützenden Träger oder Mauern an, welche letzteren deshalb mit entsprechenden Aussparungen oder Vorkragungen zu versehen sind.

In die Rippen der Tragplatte sind Eisenstäbe in möglichst tiefer Lage eingebettet, damit sie im Widerstandsmoment der Platte mit großem Hebelarm zur Wirkung

kommen, wodurch nur ein sehr geringer Eisenverbrauch nötig wird. Die hierdurch gleichzeitig verringerte Druckbeanspruchung des Betons gestattet es, die obere Platte in leichterem Kies- oder Bimskiesbeton auszuführen, während die das Eisen umhüllende und besonders auf Abscheren beanspruchte Rippe in dichterer Mischung hergestellt wird.

Bei der geringen Rippenteilung von nur 25 cm wird die ebene Decke in einfachster Weise durch angenagelte bezw. mit verzinktem Draht angebundene Rohrung und Putz (ohne Schalung), durch Gipsdielen, Tonplatten, Drahtputz, Holzlättchengewebe und dergl. gebildet oder als Zierdecke aus Stuck oder Holz und dergl. unmittelbar befestigt.

Die ebene Unterdecke geht unterhalb der Träger ununterbrochen durch, so daß ein Reißen entlang den Trägern oder das häßliche Durchscheinen der letzteren nicht eintritt.

Als Fußboden dient Linoleum, Stabfußboden in Asphalt und dergl. oder gewöhnlicher Holzfußboden, für welchen die Lagerhölzer in die Platte oder deren Überbetonierung eingelassen werden können.

Wenn auch erfahrungsgemäß Holz im Beton sich ebenso tadellos wie Eisen hält, so werden doch die vom Beton umgebenen Lattenenden mit Karbolineum oder anderen fäulniswidrigen Materialien getränkt.

Genau so zuverlässig und sicher wie zwischen eisernen Trägern wird die Koenensche Plandecke auch zwischen Eisenbetonbalken nach Abb. 124 ausgeführt. Die Eisenbetonbalken besitzen hierbei einen günstig ausgebildeten Druckgurt, da sie im oberen Teile des Steges verbreitert sind, während unten ein fester Anschluß der Holzlatten ermöglicht ist. Bei besonders großen Spannweiten werden die Latten mit der Massivplatte außerdem in bestimmten Abständen durch Eisenstäbe verbunden.



Abb. 124. Koenensche Plandecke, zwischen Eisenbetonbalken ausgeführt.

Die Koenensche Plandecke kann auch zwischen Eisenbetonbalken in der Weise ausgeführt werden, daß die Balken unterhalb der Decke vorstehen und auf diese Weise zu einer Gliederung helfen, zur Ausbildung von Kassetten usw. Das Hervortreten der Balken bezw. der entsprechend ausbetonierten eisernen Träger ist in großen Sälen, Schulräumen usw. zur Erzielung einer guten Schallwirkung (Akustik) empfehlenswert.

Auf die Schalldichtigkeit der Koenenschen Plandecke wirkt die Zusammensetzung aus verschiedenen Materialien und der Hohlräume in günstiger Weise ein. Bekanntlich schwingt ein Körper um so mehr, je fester er ist, und je größer die Schwingungszahl ist, um so stärker ist dann auch die Schallübertragung. Nun setzt sich bei der Koenenschen Plandecke der feste Körper mit der größeren Schwingungszahl — der Beton — zunächst auf die kleinen Holzbalken, d. h. Körper mit wesentlich geringerer Schwingungszahl auf. An die Balken schließt sich die Unterdecke an, die, weil meistenteils zwei einfache, sich kreuzende Lagen Rohrgewebe verwendet werden, eine noch geringere Schwingungszahl besitzt.

Bei der Koenenschen Plandecke sind also drei Stationen für die Schalldämpfung vorhanden.

Die Plandecke ist seit dem Jahre 1900 eingeführt und hat seit dieser Zeit große Verbreitung gefunden.

Die statische Berechnung der Koenenschen Plandecke erfolgt nach den einschlägigen Bestimmungen des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

Bei der Eiseneinlage vom Querschnitt F_e auf die Platten- oder Balkenbreite b mit Nutzhöhe $h - a$ und dem Verhältnis $n = 15$ der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons ergibt sich der Abstand x der Nullinie von der Oberkante aus Gleichung

$$1) \qquad \frac{b \cdot x^2}{2} = 15\, F_e\,(h - a - x) \text{ zu}$$

$$2) \qquad x = \frac{15\, F_e}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b\,[h - a]}{15 \cdot F_e}} - 1\right).$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$3) \qquad M = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = \sigma_e F_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right),$$

worin σ_b die größte Betonbeanspruchung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeutet. Hieraus folgt:

$$4) \qquad \sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}$$

$$5) \qquad \sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}.$$

Beispiele:

I. Gegeben:

Nutzlast	. . . .	250 kg/m²
Eigengewicht	. . . . . .	250 „
	Gesamtlast	500 kg/m².

$l = 3{,}10$ m. $F_e = 4$ Stäbe 10 mm Durchmesser mit 3,16 cm².

Das Angriffsmoment ist dann:

$$M = \frac{500 \cdot 3{,}1^2}{10} \cdot 100 = 48\,000 \text{ cmkg.}$$

Nach Gleichung:

$$2) \qquad x = \frac{15 \cdot 3{,}16}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\,[15{,}5 - 1{,}50]}{15 \cdot 3{,}16}} - 1\right) = 3{,}19 \text{ cm}$$

$$4) \qquad \sigma_b = \frac{2 \cdot 48\,000}{100 \cdot 3{,}19\left(15{,}5 - 1{,}50 - \frac{3{,}19}{3}\right)} = 23{,}30 \text{ kg/cm}^2;$$

$$5) \qquad \sigma_e = \frac{48\,000}{3{,}16\left(15{,}5 - 1{,}5 - \frac{3{,}19}{3}\right)} = 1180 \text{ kg/cm}^2,$$

II. Gegeben:

Nutzlast	. . . .	500 kg/m²
Eigengewicht	. . . . . .	250 „
	Gesamtlast	750 kg/m²

$l = 2{,}90$ m. $F_e = 4$ Stäbe 11,5 mm Durchmesser mit 4,15 cm².

Das Angriffsmoment ist dann:

$$M = \frac{750 \cdot 2{,}90^2}{10} \cdot 100 = 63\,000 \text{ cmkg}$$

2) $$x = \frac{15 \cdot 4,15}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\,[15,5 - 1,58]}{15 \cdot 4,15}} - 1\right) = 3,58 \text{ cm}$$

4) $$\sigma_b = \frac{2 \cdot 63\,000}{100 \cdot 3,58\left(15,5 - 1,58 - \frac{3,58}{3}\right)} = 27,6 \text{ kg/cm}^2$$

5) $$\sigma_e = \frac{63\,000}{4,15\left(15,5 - 1,58 - \frac{3,58}{3}\right)} = 1195 \text{ kg cm}^2.$$

4. **Viktoriadecken.** Unter dem Namen Viktoriadecken werden von der Firma „Hansa, Gesellschaft für Wand- und Deckenbau, Bremen" eine Reihe von Verbundkonstruktionen in die Praxis gebracht, welche je nach der Art des betreffenden Bauwerks und je nach der Wahl des Bauherrn in allen für Massivdecken bekannten Materialien ausgeführt werden können, insbesondere sind sie bereits ausgeführt in:

Hohlsteinmauerwerk mit Eiseneinlagen,
Schwemmsteinmauerwerk mit Eiseneinlagen,
Ziegel- oder Klinkermauerwerk mit Eiseneinlagen und, als am häufigsten,
Beton mit Eiseneinlagen.

Die verschiedenen Ausführungsarten werden durch die Abb. 125 bis 129 veranschaulicht.

Die Form und Lage der Eisenstäbe ist so gewählt, daß sie an derjenigen Stelle, wo die stärkste Zugspannung auftritt, nämlich in der Mitte des Deckenfeldes, dicht an die Unterkante der Decke herantreten und dort die Resultante der Zugkräfte aufnehmen, welche auf etwa ein Sechstel der Höhe des Querschnitts angreift. Ihre Form ist zweckmäßiger, als wenn sie geradlinig durchgeführt wären, weil so auch die an den Einspannungsstellen auftretenden negativen Momente aufgenommen werden können.

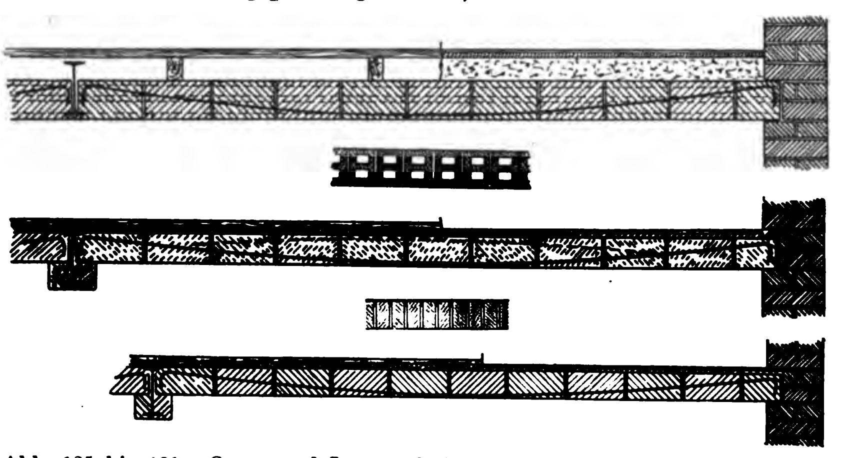


Abb. 125 bis 129. Quer- und Längsschnitte verschiedener Ausführungsarten der Viktoriadecken.

Für größere Spannweiten und größere Belastungen hat die obengenannte Gesellschaft eine Spezialausführungsform ersonnen, welche im wesentlichen von folgenden Gesichtspunkten ausgeht:

1. Alle Eiseneinlagen passieren sämtliche aneinandergereihten Deckenfelder von einem bis zum anderen Ende des Baues möglichst ungestoßen. Ist vereinzelt, wie z. B. nach Verbrauch des ersten und Anknüpfen des nächsten Drahtbündels, ein Stoß nicht zu umgehen, so erfolgt derselbe da, wo die Momentenbeanspruchung annähernd Null ist, also ungefähr zwischen Plattenmitte und Plattenauflager. Durch Einführung besonderer Drahtsysteme ist die genannte Gesellschaft nicht mehr auf die bestimmten

Längen von Handelsrundeisen angewiesen, sondern die Eisen können in beliebigen Längen durchgespannt und dadurch jeder Stoß vermieden werden.

2. Das Drahtsystem wird bereits bei der Montage derartig gespannt, daß die beabsichtigte Linienführung während des Betonierens gesichert ist, und daß eine Beeinträchtigung der Adhäsion zwischen Eiseneinlage und Beton durch Federung des Systems beim Stampfen vermieden wird. Weiterhin soll damit erreicht werden, daß infolge der Anfangsspannung mit der aktiven Wirkung der Eiseneinlagen sofort nach Ausschalung der Decke gerechnet werden kann. Diese wichtigen Bedingungen versucht die genannte Firma dadurch zu erreichen, daß die Eiseneinlagen, nachdem sie wagerecht über alle Stützen hinweggezogen sind, zwischen diesen in geeigneten



Abb. 130. Vorrichtung zur Spannung der Eiseneinlagen der Viktoriadecken.

Abständen durch Quereisen auf die Schalung niedergeheftet werden, wodurch ein festgespanntes Tragsystem geschaffen werden soll; die Abb. 130 zeigt das fertige Drahtnetz, durch die eben erwähnte Maßnahme gehörig angespannt. Nach diesen Gesichtspunkten sind die in Abb. 131 u. 132 dargestellten Type der Viktoriadecke konstruiert;

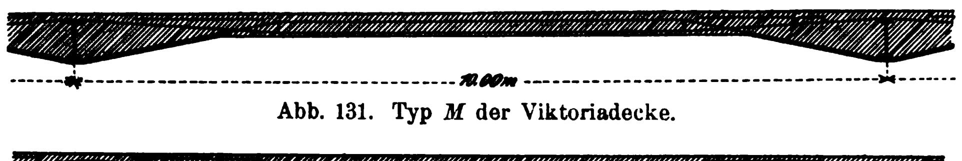


Abb. 131. Typ *M* der Viktoriadecke.

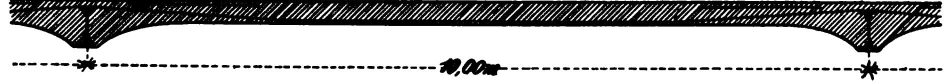


Abb. 132. Typ *O* der Viktoriadecke.

dabei werden für besonders große Spannweiten außer dem Hauptdrahtsystem noch sekundäre Verstärkungsklammern in der oberen Zugzone eingelegt, um die Widerstandsfähigkeit der Platten noch weiter zu erhöhen.

Typ M (Abb. 131) ist nach dem Auslegersystem ausgebildet; um die Auslegerarme möglichst widerstandsfähig zu machen und ihren günstigen Einfluß auf die Beanspruchung mit Sicherheit dauernd zu erhalten, werden dieselben in ihren oberen Zonen noch besonders mit Rundeisenklammern armiert.

Typ O (Abb. 132) zeigt nur eine einfache Drahteinlage, welche gleichfalls kontinuierlich über sämtliche Felder wegläuft; diese Ausführung kann überall da Anwendung finden, wo eine negative Beeinflussung der mittleren Plattenteile durch die Einwirkung der Belastung der Nachbarfelder nicht zu befürchten ist.

In neuer Zeit werden diese Decken meist in Verbindung mit Eisenbetonunterzügen statt mit I-Trägern ausgeführt.

Die Abb. 133 stellt eine nach dem Prinzip der Viktoriadecken von der Firma Baumhold u. Kossel in Bremen ausgeführte Bäckereianlage in Bremen dar; Abb. 134 u. 135 geben die Konstruktionszeichnungen dieser Decke wieder; in den Kassettendecken sind die Drahteinlagen kreuzweise verlegt, um eine vierseitige Auflagerung bezw. Einspannung zu erzielen.

Abb. 133. Bäckereianlage in Bremen, ausgeführt mit Viktoriadecken.

Abb. 134 und 135. Bäckereianlage in Bremen, ausgeführt mit Viktoriadecken.

5. Das **Matraisystem** ist besonders in Frankreich und Österreich-Ungarn in den letzten Jahren vielfach zur Ausführung gekommen. Es beruht auf folgendem Prinzip: Ein mit zwei nahe den Auflagern wirkenden Streckenlasten belasteter Träger kann bekanntlich bei richtiger Verteilung dieser Streckenlasten die doppelte Tragfähigkeit besitzen wie ein über die ganze Länge gleichmäßig verteilt belasteter Träger; demnach kann unter Umständen der erstere auch mit dem halben Widerstandsmoment und somit auch mit dem halben Materialaufwand ausgebildet werden, wie der Träger im zweiten Fall. Darauf gründet sich die Matraische Konstruktion. Matrai versucht durch entsprechende Anordnung des zwischen die eisernen Träger zu spannenden Drahtnetzes

die Gesamtbelastung (Eigengewicht und Nutzlast) von der Trägermitte als dem gefährlichen Querschnitt bei gleichmäßig verteilter Belastung auf die statisch günstigeren Stellen, d. i. in die Nähe der Auflager zu führen. Zu diesem Zweck werden zwischen die in Abständen von etwa 3 bis 5 m verlegten eisernen Träger zunächst stärkere Hauptdiagonaldrähte (in der Abb. 136 „δ δ_1“) gespannt, welche mittels besonderer Anker P am Steg der Träger befestigt werden. Außerdem ist zur Verbindung der Träger noch ein aus Parallelketten „m“ und diagonalen Drahtseilen bestehendes Drahtnetz vorhanden, welches die vorher beschriebene statische Wirkung der Lasten gewährleisten soll. Alle diese Kettensysteme werden nicht horizontal gespannt, sondern folgen dem Krümmungsgesetz der geometrischen Kettenlinie. Eine besondere Eigentümlichkeit dieses Systems ist es nun, daß der Beton gewissermaßen nur als Ausfüllmaterial dient; seine Aufgabe besteht nur darin, die Deckenbelastung auf die in Abständen von etwa 7 bis 15 cm voneinander angeordneten Drahtketten zu übertragen und weiterhin eine Verschiebung der Traversen und des Drahtnetzes zu verhindern, welche Aufgabe er bei der bekannten Adhäsion zwischen Beton und Eisen gewiß erfüllt; dafür werden die Drähte der Zwischendecke so stark dimensioniert, daß dieselben auch ohne Beton unbedingt imstande sind, die verlangte Belastung allein zu tragen. Daraus folgt, daß die Stärke der Betonschicht sehr gering sein kann, meist beträgt sie nur 8 cm; auch kann statt des sonst für Eisenbetonbauten erforderlichen Schotterbetons ein leichter Schlackenbeton zur Verwendung gelangen, wodurch sowohl die Kosten, als auch das Eigengewicht der Konstruktion vermindert werden.

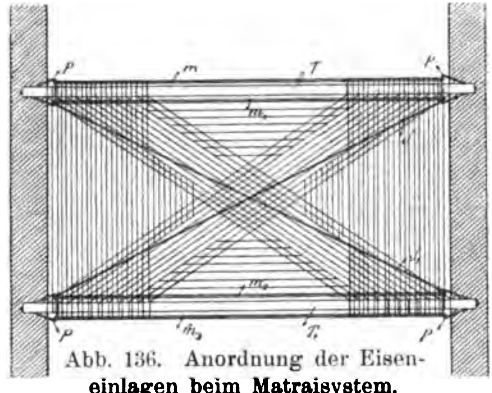


Abb. 136. Anordnung der Eiseneinlagen beim Matraisystem.

Die Befestigung der Hauptdiagonaldrähte und der Parallelketten an den eisernen Trägern geht aus Abb. 137 hervor; Abb. 138 stellt ein fertig montiertes Rahmensystem für einen Fabrikbau in Reichenau in Österreich dar; die rechnungsmäßige Nutzlast betrug 2100 kg/m².

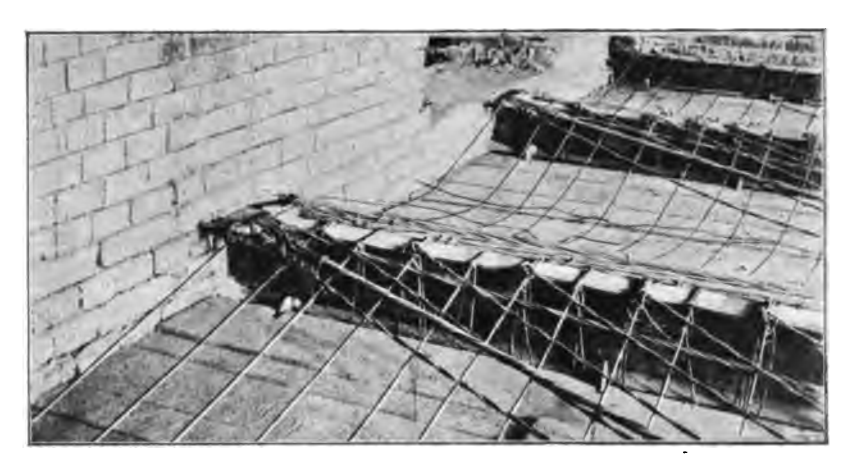


Abb. 137. Matraisystem, Befestigung der Hauptdiagonaldrähte und der Parallelketten an den eisernen Trägern.

Zur Berechnung des Netzsystems und der Träger verwendet Matrai eine von ihm selbst aufgestellte Berechnungsweise, auf Grund deren er eine bis zu drei Viertel des Trägergewichts reichende Ersparnis an Eisenmaterial feststellt; wenn auch durch

Versuche die Übereinstimmung der Rechnungsweise mit der Wirklichkeit festgestellt sein mag, so muß doch bei Verwendung dieses Systems beachtet werden, daß infolge der Kombination von armierter Platte, Seil und armierten Trägern die genaue Anteil-

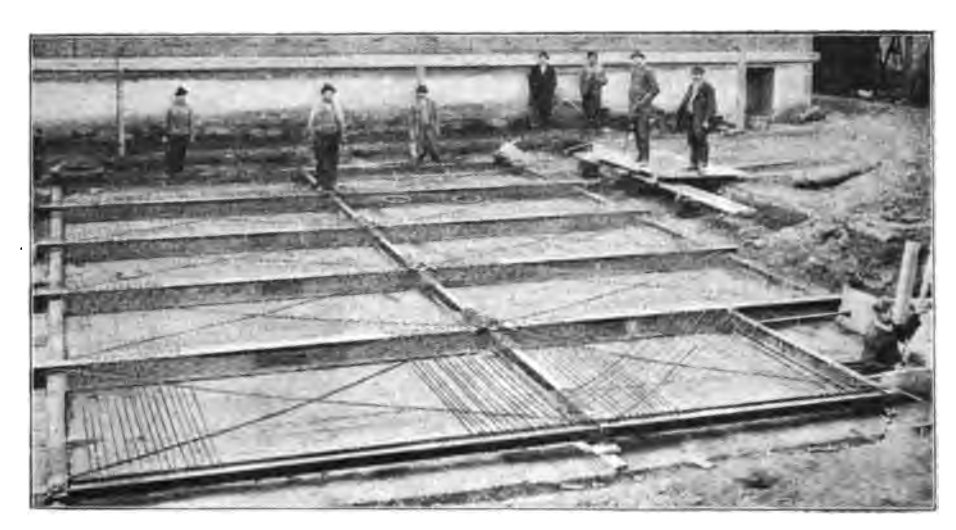


Abb. 138. Matraisystem: fertig montierte Eiseneinlage.

nahme der einzelnen Teile an der Lastübertragung auf streng wissenschaftlichem Wege bis jetzt noch nicht bestimmt werden konnte.

6. Eine seit einiger Zeit in den Handel gebrachte, eigenartige Konstruktion ist die Frankedecke.

Bei dieser Decke besteht die Eiseneinlage aus einer sog. „Kegelwelle", d. i. ein **⊥**-Profil, dessen Steg nach nebenstehender Abb. 139 kegelförmig gewellt ist. Diese Eisen werden, nachdem das Mauerwerk bis zur Stockwerkhöhe hergestellt und wagerecht abgeglichen ist, in Abständen von 1 m verlegt und dann bis zum Abbinden des Zements in der Mitte unterstützt. Zwischen die **⊥**-Eisen werden die Zwischendeckenplatten, welche fabrikmäßig in besonderen Formen hergestellt sind, verlegt und zum Schluß sämtliche Fugen und Nuten, welche zwischen den einzelnen Platten und zwischen den Platten und den **⊥**-Eisen vorhanden sind, mit reinem, dünnflüssigem Zementmörtel ausgegossen. Die Platten haben eine Länge = Abstand der **⊥**-Eisen und eine Breite von 0,25 m (vergl. Abb. 140 bis 142).



Abb. 139. Kegelwelle System Franke.

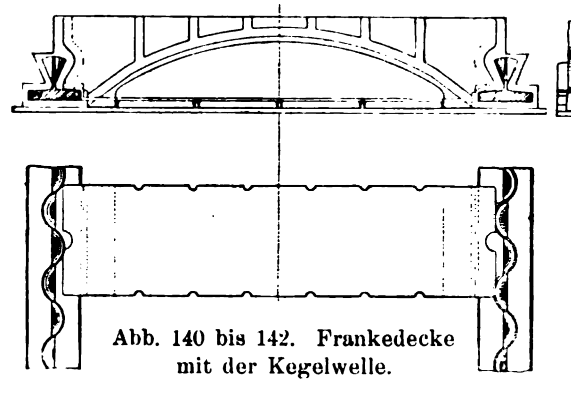


Abb. 140 bis 142. Frankedecke mit der Kegelwelle.

Die Platten werden aus reinem Zementbeton hergestellt; nach den Zeugnissen des Kgl. Materialprüfungsamts zu Groß-Lichterfelde erzielte der vom Erfinder der Decke, Ingenieur Franke, hergestellte Beton bei einem Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3 die hohe mittlere Druckfestigkeit von 434 kg/cm².

Eine horizontale Untersicht läßt sich durch eine untergelegte Rabitzdecke leicht erreichen, wie aus Abb. 140 bis 142 zu ersehen ist.

7. System Hennebique. Das System Hennebique ist in seiner Anwendung als Plattenbalken unzweifelhaft heutzutage das verbreitetste aller Konstruktionssysteme. Sind die Mauerabstände nicht größer als 4 bis 5 m, so kann dieses System auch als reine Plattenkonstruktion mit Erfolg ausgeführt werden. Die Hennebiqueplatte wird meist mit getrennt liegenden, teils geraden, teils gebogenen Stäben ausgeführt; das Abbiegen eines Teils der Stäbe aus der unteren in die obere Zone bildet das Wesen der Hennebiquekonstruktionen. Die Eiseneinlage besteht aus Rundeisenstäben, welche, im Grundriß parallel zueinander angeordnet, teils auf ihre ganze Länge an der unteren Seite der Platte herlaufen, teils nur im mittleren Teile der Platte diese Lage beibehalten und nach den Auflagern zu in die obere Zone aufgebogen sind (Abb. 143 bis 145). Weiterhin ist dem System Hennebique die Anordnung von sog. „Bügeln" (Abb. 146) eigen, d. s. gebogene Flacheisen, welche unter den geraden Rundeisen herlaufen und sich vermittels ihrer umgebogenen Enden mit der oberen Zone des Betons innig verbinden; diese Bügel sollen insbesondere den Schubspannungen größeren Widerstand leisten.

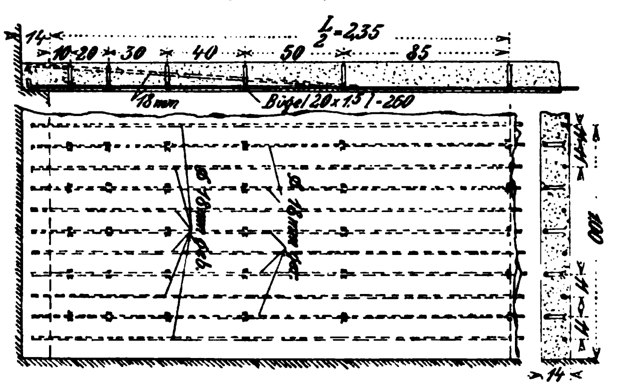
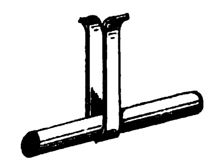


Abb. 143 bis 145. Grundriß, Quer- und Längenschnitt einer Hennebique-Platte.

Die beiden Arten von Rundeiseneinlagen sind in gleichen Abständen über die Platte verteilt und an den Enden hakenförmig umgebogen; Abstand und Querschnitt der Stäbe wird durch Rechnung bestimmt.


Abb. 146. Hennebique-Bügel.

Die Bügel werden meistens aus Flacheisen 20 × 1,5 mm hergestellt; sie reichen bis ungefähr 10 mm unter Oberkante Beton und werden nach den Auflagern zu in geringeren Abständen als in Plattenmitte angeordnet.

Da, wie bereits oben angedeutet, die Hennebiquedecken in der überwiegenden Mehrzahl als Plattenbalkenkonstruktionen ausgeführt werden, so soll dort das Weitere über diese grundlegende Bauweise auseinandergesetzt werden.

II. Gewölbe.

Die bei Deckenkonstruktionen vorkommenden Gewölbe können entweder nur dekorativer Art sein, oder auch direkt als Tragkonstruktionen ausgebildet werden. Im ersteren Falle hat die der Gewölbeform folgende Eiseneinlage meist nur den Zweck, beim Aufbringen des Betons als Form und Unterlage zu dienen, um auf diese Weise die meist recht teuren Schalungen zu ersparen; derartige Gewölbe sind dann tragfähiger und dauerhafter, aber auch teurer als die sonst zu Scheingewölben häufig ver-



wendeten Rabitzkonstruktionen. Vielfach ist es erwünscht, eine tragende Zwischendecke in ihrer Untersicht gewölbeartig auszubilden; in solchen Fällen hängt es dann von den besonderen Umständen, insbesondere auch von den zur Verfügung stehenden Mitteln ab, ob man der Ausführung eines reinen Eisenbetongewölbes oder derjenigen einer gewöhnlichen ebenen Tragkonstruktion in Eisenbeton mit darunter gehängter gewölbter Rabitzdecke den Vorzug geben will.

1. Unter den eigentlichen tragenden Deckengewölben ist das System Monier das älteste und gebräuchlichste.

Bei größerer Trägerentfernung als 3 m werden die ebenen Monierplatten unökonomisch, da dann die Deckenstärke und damit auch das Eigengewicht der ganzen Konstruktion zu groß wird. Man ersetzt dann meist die ebene Platte durch das Moniergewölbe, welches hinsichtlich der Art und der Anordnung seiner Eiseneinlagen der Monierplatte vollkommen gleicht; die Tragstäbe sind in diesem Falle gebogen, sie folgen also der Gewölbeform, während die Verteilungsstäbe senkrecht dazu angeordnet sind und als gerade Stäbe parallel zur Gewölbeachse laufen; an den Kreuzungsstellen beider werden die Eisenstäbe durch Drahtschlingen miteinander verbunden. Der Stich der Moniergewölbe beträgt ungefähr $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Spannweite; zu geringes Stichverhältnis vergrößert den Schub in unerwünschter Weise. Bei Spannweiten von ungefähr 5 m und Belastungen bis zu etwa 1000 kg/m² genügt im allgemeinen eine nahe der inneren Gewölbeleibung angeordnete Eiseneinlage; die Stärke des Gewölbes beträgt unter diesen Verhältnissen 5 cm.

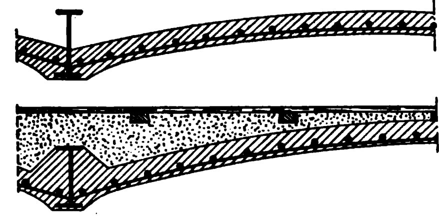


Abb. 147 und 148. Moniergewölbe.



Abb. 149. Herstellung von Moniergewölben in den Lagerhäusern von Triest.

Auf das Eisenbetongewölbe wird eine Auffüllung von Schlacken- oder Bimsbeton, etwa im Mischungsverhältnis 1 : 8, ungefähr bis 2 cm über Trägeroberkante gebracht und wagerecht abgeglichen; auf diesem Auffüllbeton kann dann jeder beliebige Fußboden verlegt werden.

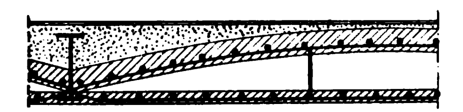
Diese Deckenart, welche durch Abb. 147 u. 148 veranschaulicht wird, ist bis jetzt häufig in Lagerhäusern, Fabriken und dergl. verwendet worden; Abb. 149 gibt ein Bild von der Herstellung von Moniergewölben in den großen Lagerhäusern von Triest, ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin; die eisernen Träger liegen in Abständen von 2,50 m voneinander, die Belastung der Decken beträgt 1200 kg/m².

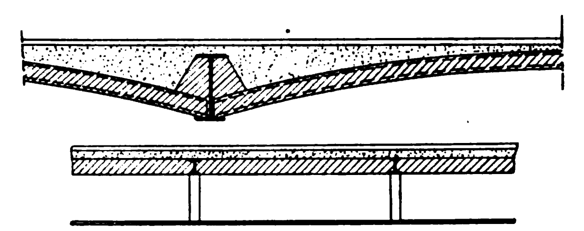
In manchen Fällen führt man auch eine Verstärkung des zwischen die Träger gespannten Gewölbes aus, indem man ein zweites Eisennetz wagerecht dicht über dem Gewölberücken ausbreitet und mit diesem zusammen betoniert; man kann diese zweite Armierung dann zugleich als eine Verankerung zur Verminderung der Schubkräfte benutzen.

Eine solche Verankerung ist besonders dann notwendig, wenn infolge zu geringer Stichhöhe der Kappen oder aber auch bei großer Nutzlast und verhältnismäßig geringer Eigenlast der einseitig ausgeübte Horizontalschub ein Ausknicken der Träger herbeiführen kann.

Soll die Untersicht der Decke eben sein, so hänge man an dem Eisenbetongewölbe eine leichtere Rabitzdecke auf, indem man die zur Aufhängung nötigen Drähte gleich bei der Ausführung mit einbetoniert (vergl. Abb. 150).

2. System Melan: Ausführungen nach diesem System sind besonders in Österreich zahlreich; Melan setzt das Gewölbe aus einer Reihe eiserner Bogen zusammen, die in bestimmten Abständen voneinander parallel angeordnet sind und nach der Montage des Eisengerippes mit Beton umhüllt werden. Verteilungsstäbe sind meist als überflüssig weggelassen (Abb. 151 u. 152). Bei kleineren Spannweiten der Gewölbe bestehen die eisernen Bogen aus I-Profilen, die mit ihren schräg geschnittenen Enden auf den unteren Flanschen der Träger aufruhen: der Stich beträgt $^1/_{10}$ bis $^1/_{14}$ der Spannweite, die Gewölbestärke ungefähr 8 cm bei Spannweiten bis zu 5 m. Wird die Spannweite sehr groß (etwa bei Überdeckung von Sälen usw.), so wählt Melan statt der Walzeisenbogen richtige bogenförmige Gitterträger.


Abb. 150. Moniergewölbe mit ebener Untersicht.


Abb. 151 und 152. Längen- und Querschnitt durch ein Gewölbe nach System Melan.

Eine in neuester Zeit ausgeführte Gewölbekonstruktion nach System Melan sind die Deckengewölbe der im Frühjahr 1906 vollendeten evangelischen Kirche in Innsbruck;[1]) diese Gewölbe schließen die Kirche gegen den hölzernen Dachstuhl feuersicher ab und sind so stark konstruiert, daß sie im Falle eines Dachstuhlbrandes niederfallende Holzteile aufzufangen imstande sind. Im übrigen sind die Gewölbe unbelastet und haben nur ihr Eigengewicht zu tragen.

Die Armatur aller Gewölbe (Spitzbogentonnengewölbe über Längsschiff, Spitzbogenkreuzgewölbe über Querschiff und Empore und Spitzbogenhalbgewölbe über Altarraum) wurde aus I-Profilen in den entsprechenden Halbmessern gebogen und in Stegmitte zum Durchziehen der 9 mm starken Rundeisenverteilungsstäbe (etwa 1 m voneinander entfernt) gelocht. Der Beton wurde im Mischungsverhältnis 1 : 6 hergestellt und hatte im Scheitel eine Stärke von 7 cm, an den Widerlagern von 14 cm bei einer Lichtweite des Längsschiffs von 10 m: die Gewölbe wurden bereits 14 Tage nach Fertigstellung des Betons ausgeschalt.

3. System Hennebique. Hennebiquegewölbe, welche die Aufgabe haben, außer ihrem Eigengewicht auch noch Nutzlasten zu tragen, werden meist in der diesem System

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft II. S. 86 u. f.

charakteristischen Weise nach Abb. 153 u. 154 ausgeführt: Rundeisenstäbe werden paarweise im Gewölberücken und in der Leibung eingelegt und über jedem dieser Stäbe zur besseren Verbindung mit dem Beton ein Bügel aus dünneren Rundeisen oder Flach-

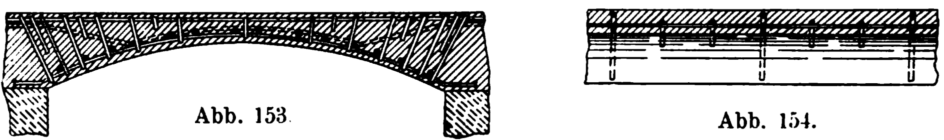


Abb. 153. Abb. 154.

Gewölbe nach System Hennebique, Quer- und Längenschnitt.

eisen angeordnet; zwischen diesen Einlagen sind außerdem noch gebogene Rundeisenstäbe vorhanden. In der Richtung der erzeugenden Linien des Gewölbes lege man wie bei den Platten Verteilungsstäbe ein, die über die Leibungs- und unter den gebogenen Stäben durchlaufen.

Für eine von der Société Béton armé Lolat in Brüssel ausgeführte gotische Gewölbekonstruktion für die im Jahre 1905 neu erbaute Kirche für die Kohlenbergwerke in Bois du Luc in Belgien ist in ähnlicher Weise der Eisenbeton für sämtliche Rippen und Gewölbekappen zur Anwendung gekommen; die Massen der Rippen sind

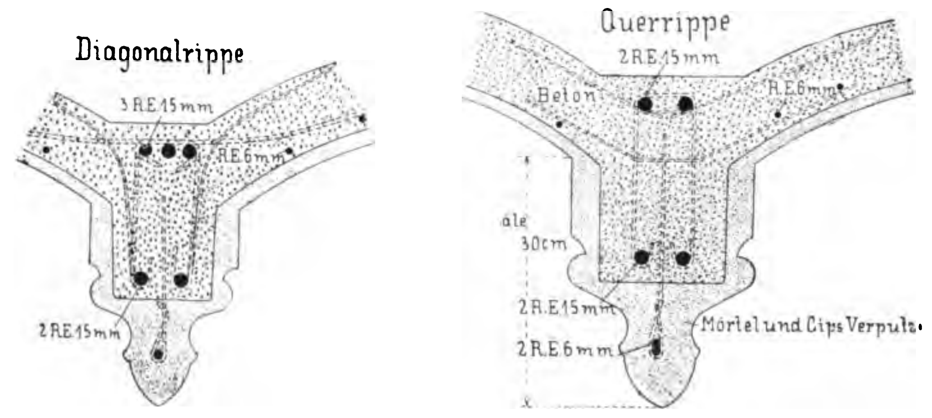


Abb. 155 und 156. Diagonal- und Querrippen für die Gewölbe der Kirche in Bois du Luc.

mit rechteckigem Querschnitt nach Abb. 155 u. 156 in armiertem Beton hergestellt, die Profile aber in Mörtel und Gips daraufgezogen. Näheres über diese interessante Ausführung sowie über die zur Anwendung gekommene Berechnungsmethode vergl. Beton u. Eisen 1905, Heft XI.

Als tragende und zugleich dekorative Gewölbe sind die Decken im Treppenhaus des Erweiterungsbaues der Technischen Hochschule zu Darmstadt von der Firma Krüger u. Lauermann in Berlin ausgeführt; zwischen große, hennebiqueartig konstruierte Unterzüge, die auf Eisenbetonpfeilern aufruhen, sind Muldengewölbe als Abschluß des Treppenhauses und zugleich als Decke des betreffenden Geschosses gespannt; Abb. 157 gibt ein Bild des Eisengerippes vor dem Einstampfen des Betons, aus Abb. 158 bis 160 sind die Einzelheiten der Konstruktion zu ersehen.

4. System Visintini. Der später noch eingehender beschriebene Visintinische Betoneisengitterträger hat auch bereits mehrfach zu Gewölbekonstruktionen Verwendung gefunden; u. a. ist die Eindeckung des Schiffes der neuen evangelischen Kirche zu Außig a. E. als Tonnengewölbe von 12,40 m Spannweite mittels solcher Träger erfolgt. Zu diesem Zweck wurden (vergl. Abb. 161 bis 163) drei große Gurtbogen angeordnet,

deren Entfernung von Mitte zu Mitte 4,68 m beträgt; bei einer Breite der Gurtungen von 0,60 m ergibt sich zwischen ihnen eine lichte Weite von 4,08 m, die durch quer-



Abb. 157. Eisenbetongewölbe im Treppenhaus der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

liegende kleinere Betoneisengitterträger überdeckt wurden. Der Untergurt der Bogenträger besitzt konsolartige Vorsprünge, auf welche sich diese kleineren Querträger auflagern. Konstruktionseinzelheiten gehen aus den Darstellungen Abb. 164 u. 165

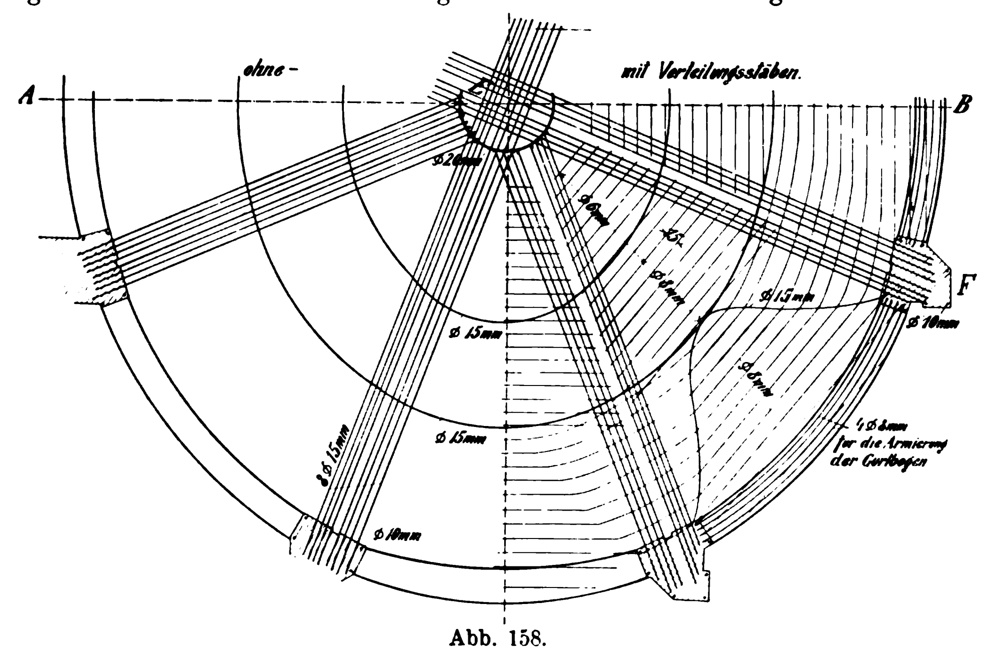


Abb. 158.

hervor: Der Gurtbogen hat im Scheitel eine Stärke von 60 cm, die bis zum Auflager auf 90 cm zunimmt. Die Breite des Obergurts ist 40 cm, die des Untergurts 60 cm,

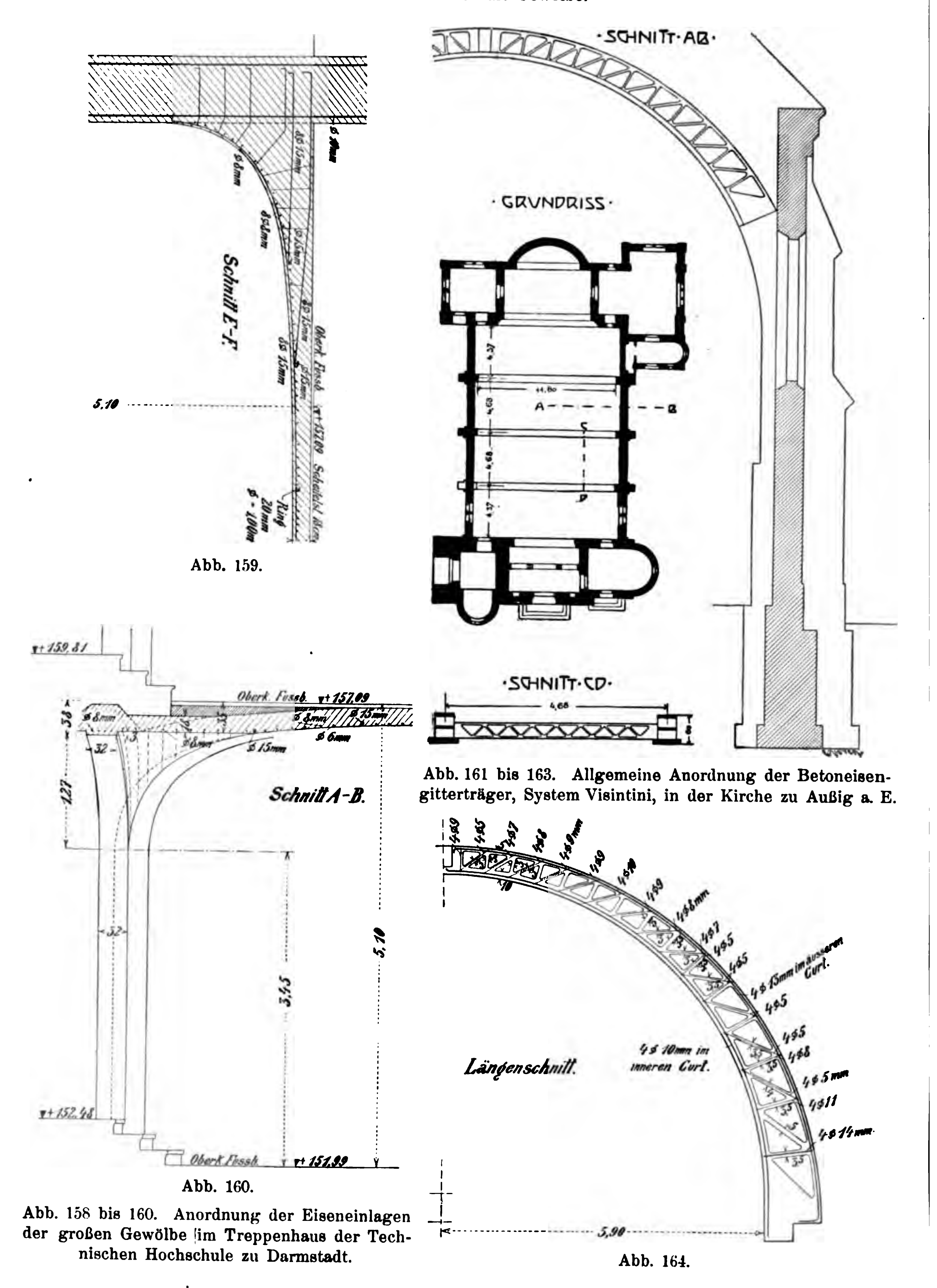


Abb. 159.

Abb. 160.

Abb. 158 bis 160. Anordnung der Eiseneinlagen der großen Gewölbe im Treppenhaus der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

Abb. 161 bis 163. Allgemeine Anordnung der Betoneisengitterträger, System Visintini, in der Kirche zu Außig a. E.

Abb. 164.

so daß also jedes Konsol um 10 cm vorspringt; die rechnungsmäßige Stärke des Untergurts ergab sich zu nur 10 cm. Der Gurtbogen wurde aus zwei Stücken hergestellt und nach vollständigem Erhärten des Betons in seine endgültige Lage gebracht. Die Verbindung der beiden Teile im Scheitel erfolgte durch entsprechende Armierung und Ausfüllung des entstandenen Hohlraums in der Art, daß gewissermaßen ein armierter Betonblock als Schlußstein die Spannungsverteilung im Scheitel bewirkt (Abb. 164).



Abb. 165.

Abb. 164 und 165. Konstruktions-Einzelheiten zu Abb. 161 bis 163.

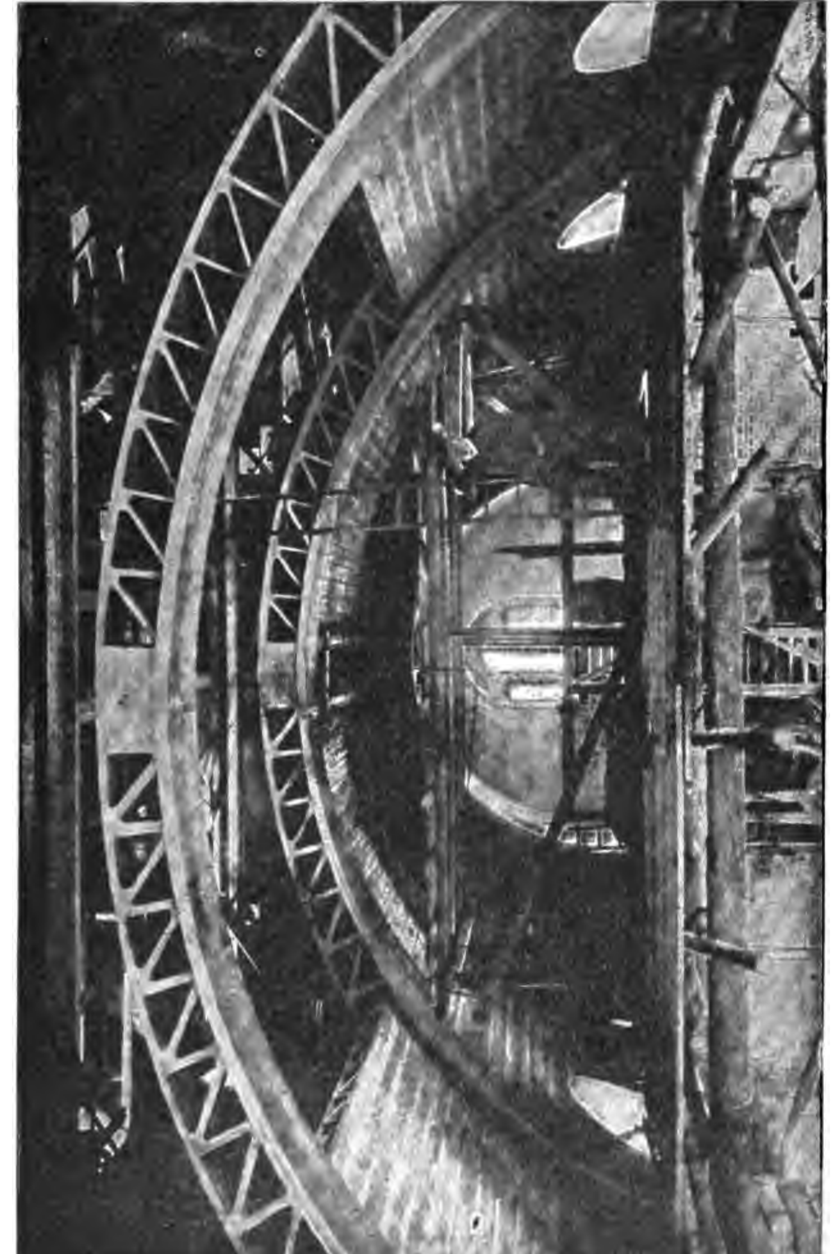
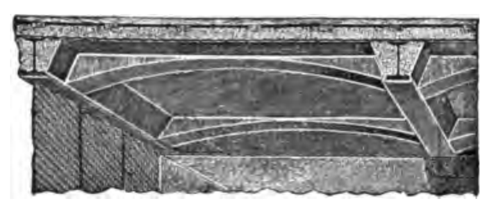


Abb. 166. Betoneisengitterträger, System Visintini, in der Kirche zu Außig während des Baues.

Abb. 166 gibt ein Bild während des Baues; das Feld zwischen Altarwand und dem ersten Bogen ist bereits geschlossen, während im nächsten Felde zwischen den beiden Hauptträgern erst ein Teil der Querträger verlegt ist, so daß deren seitliche Öffnungen noch sichtbar sind.

Die Ermittlung der Spannungen in den Hauptbogen geschah auf zeichnerischem Wege nach der Cremonaschen Methode.

Auch bei den gewölbten Deckenkonstruktionen sind Einlagen aus Streckmetall an Stelle der Rundeisen häufig und mit Erfolg ausgeführt worden. Die Anordnung der Gewölbe und der Träger kann dann in gleicher Weise wie bei System Monier (vergl. Abb. 147 u. 148) erfolgen.


Abb. 167. Goldingsche Decke.

Für große Spannweiten (bis 8 m) und große Belastungen wird die Goldingsche Deckenkonstruktion von der Firma Schüchtermann u. Kremer in Dortmund, welche für Deutschland das alleinige Erzeugungsrecht für Streckmetall besitzt, hergestellt. Die Decke ist hauptsächlich gekennzeichnet durch die gebogenen ⊔-Eisen, die auf den Unterflanschen der I-Träger ruhen, mit der Öffnung nach oben. Die ⊔-Eisenbogen werden bis zur Trägeroberkante mit Beton ausgeglichen, worauf man die Streckmetalldecke anbringt. Der Abstand der ⊔-Eisenbogen beträgt 1,25 bis 2 m (Abb. 167).

III. Plattenbalken.

Wie in der Einleitung zu diesem Kapitel bereits auseinandergesetzt ist, werden die reinen Plattenkonstruktionen unrentabel, sobald die Abmessungen der zu überdeckenden Räume gewisse Grenzen überschreiten; man müßte derartige Platten unverhältnismäßig dick machen, wodurch nicht allein die Kosten, sondern auch das Eigengewicht der ganzen Konstruktion unliebsam gesteigert werden. Deshalb geht das Bestreben der Konstrukteure dahin, die sogenannte „Nutzhöhe“ der Decke, d. i. die Entfernung der Eiseneinlagen-Mitte von der Oberkante der den Druck aufnehmenden Betonschicht möglichst zu vergrößern, ohne dabei in dem jenseit der neutralen Achse liegenden, nur zur Zugaufnahme dienenden Deckenteil unnötige Mengen Beton aufzuspeichern. Auf diese Weise ist man zur Anordnung der Plattenbalken (auch Rippenplatten genannt) gekommen, deren Grundsystem durch Abb. 100 veranschaulicht ist. Es bildet also beim Plattenbalken der mit Eiseneinlage versehene Balken gewissermaßen den bei den gewöhnlichen Platten aus Walzeisen hergestellten Träger, nur mit dem Unterschied, daß beim Plattenbalken zur Druckübertragung noch ein Teil der angrenzenden Platte mit herangezogen wird.

Die Zwischenplatte ist als durchgehende (kontinuierliche) Platte zu berechnen und zu konstruieren; ihre Spannweite ist gleich dem Abstande zweier aufeinanderfolgenden Rippen, von Mitte bis zu Mitte Rippe gerechnet. Als Platten können alle möglichen Systeme angeordnet und mit dem Balken verbunden werden (s. u. a. Koenensche Plandecke, Viktoriadecke, Hennebiqueplatte u. a. m.).

Die zwischen den Platten und den Rippen auftretenden Schubspannungen versuchen die meisten Konstrukteure durch besondere, um die tragenden Eiseneinlagen der Rippen lose umgelegte, senkrecht stehende Eiseneinlagen aufzunehmen; diese sogenannten „Bügel“ (vergl. auch Abb. 146) bestehen meist aus etwa 7 mm starken Rundeisen oder auch aus dünnen, schmalen Flacheisen. Durch Versuche ist jedoch nachgewiesen, daß diese Bügel die Schubfestigkeit der Rippen nicht in dem erhofften Maße aufnehmen, wohl aber tragen sie in nicht zu unterschätzender Weise zur sicheren Verbindung der Rippen mit den Platten bei. Ferner schützen sie, wenn sie die unteren Eiseneinlagen ganz umschließen, den Beton der Rippen in der Nähe der Auflager gegen etwaige Längsrisse, die häufig infolge der durch die hakenförmigen Umbiegungen der unteren Eiseneinlagen entstehenden Spannungen erzeugt werden können. In diesem

Falle tragen also die Bügel zur Sicherung der rechnungsmäßig vorausgesetzten Haftfestigkeit wesentlich bei, und dies ist immerhin schon ein bedeutender Vorteil der Anordnung von Bügeln. Endgiltiger Aufschluß über den Wert der Bügel ist von den im Gange befindlichen Versuchen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ zu erwarten.

Der Anschluß der Platten an die Rippen kann verschiedenartig gestaltet werden, die Abb. 168, 169 u. 170 geben hiervon Beispiele, stets aber ordne man an diesen Stellen Verstärkungen an, die doppelten Wert haben: Zum ersten erhält die Decke an der Stelle ihrer größten Momente eine durchaus erwünschte Verstärkung, und zum zweiten wird auf diese Weise die Widerstandsfähigkeit der Rippen gegen die auftretenden Schubkräfte wesentlich erhöht.

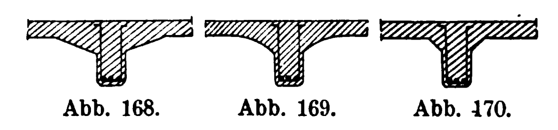


Abb. 168. Abb. 169. Abb. 170.

Wie nun auch die Eiseneinlage in dem Balken gestaltet sein möge, so muß doch stets auf den Verlauf der Kräfte Rücksicht genommen werden, insbesondere müssen bei etwaigen Einspannungen an den Balkenenden oder dann, wenn die Träger über mehrere Stützen ununterbrochen durchlaufen, die Eiseneinlagen stets an denjenigen Stellen in der Nähe der Plattenoberkante angeordnet sein, wo negative Momente auftreten. Selbst bei frei aufliegenden Plattenkonstruktionen ist es erforderlich, einen Teil der Eiseneinlagen aus der unteren (Zug-) Zone nach der oberen (Druck-) Zone abzubiegen, um die schief gerichteten Hauptzugspannungen im Steg in der Nähe der Auflager sicher aufzunehmen; es läßt sich dies um so leichter ermöglichen, als wegen der Abnahme der Momente nach den Enden zu nicht mehr alle Eiseneinlagen im unteren Teil des Balkens erforderlich sind.

Von den gegenwärtig in Deutschland in Gebrauch befindlichen reinen Plattenbalkenkonstruktionen seien die folgenden erwähnt:

1. System Möller. Die Rippen sind fischbauchartig gebogen; ihre Höhe verläuft nach den Enden zu in der Platte, während die Platten selbst an den Enden voutenartige Verstärkungen erhalten.

Die Eiseneinlagen der Rippen bestehen aus Flacheisen, die, im unteren Teil der Rippen angeordnet, genau der Fischbauchform der Rippen folgen und an den Auflagern

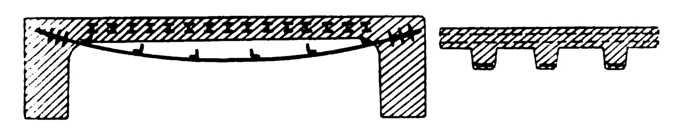


Abb. 171 und 172. Plattenbalken, System Möller.

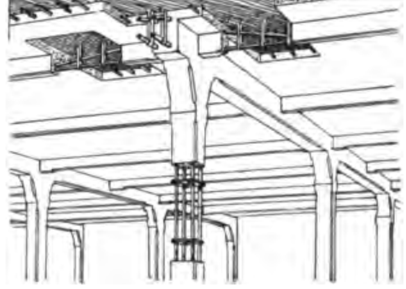


Abb. 173. Allgemeine Anordnung des Systems Hennebique.

besonders eingespannt sind (vergl. Abb. 171). Auf den Flacheisen sind in bestimmten Abständen kleine Winkeleisen aufgenietet, deren Länge der Breite der Flacheisen entspricht, und die den Zweck haben, durch eine innigere Verbindung der Eisen mit dem Beton den Schubspannungen Widerstand zu leisten.

Die Platten sind zwischen den Rippen und senkrecht zu diesen mit kleinen I-Eisen oder auch nur mit Winkeleisenprofilen armiert.

2. System Hennebique. Dieses System ist infolge seines Anpassungsvermögens an alle Verhältnisse und Forderungen wohl das verbreitetste aller Deckensysteme. Wie bereits bei der Beschreibung der Hennebiqueplatten erwähnt, besteht das Wesen der Hennebiqueschen Erfindung in dem Abbiegen eines Teiles der Eiseneinlagen; mit

dieser Maßregel bezweckt Hennebique, den Schubspannungen wirksam zu begegnen: weiter sind ebenso wie bei den Platten auch bei den Plattenbalken Bügel aus Flacheisen angeordnet, die einfach um die Eiseneinlagen geschlungen sind (vergl. auch Abb. 146).

Der Abstand der Balken voneinander und damit die Stützweite der Platten hängt naturgemäß von den Verhältnissen und Abmessungen des zu überdeckenden Raumes ab, als mittlere Maße gelten 3 bis 4 m; die Decke kann dann entweder nur aus Balken und Platten bestehen, oder es können Haupt- und Nebenträger angeordnet sein, welche für die Platten rechtwinklige Rahmen bilden. Der Querschnitt der Haupt- und Nebenträger ist fast stets rechteckig, der Anschluß der Platten an dieselben wird nach Maßgabe der Abb. 168 bis 170 hergestellt. Die Eiseneinlagen sind meist paarweise angeordnet, die unteren laufen gerade durch den ganzen Balken durch, während die oberen abgebogen sind, und zwar an derjenigen Stelle, wo die Schubspannung den zulässigen Wert erreicht. Der Querschnitt der Eiseneinlagen und der Rippen ergibt sich aus der Rechnung, doch muß die Breitenabmessung der Rippen so gewählt sein, daß zwischen den einzelnen Eiseneinlagen noch **mindestens** ein Zwischenraum ist von der Stärke des Durchmessers der Einlagen und daß ferner die Eiseneinlage noch mindestens 3 cm von dem seitlichen Rand der Rippe entfernt liegt.

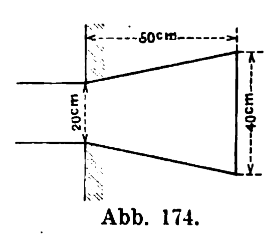


Abb. 174.

Die Hauptträger läßt man in die Umfassungswände genügend tief eingreifen, um daselbst hinreichendes Auflager zu schaffen; zur Erzielung einer teilweisen Einspannung verankert man die Balkenenden und gestaltet sie im Grundriß schwalbenschwanzförmig (Abb. 174). Die Eiseneinlagen werden an den Enden hakenförmig umgebogen.

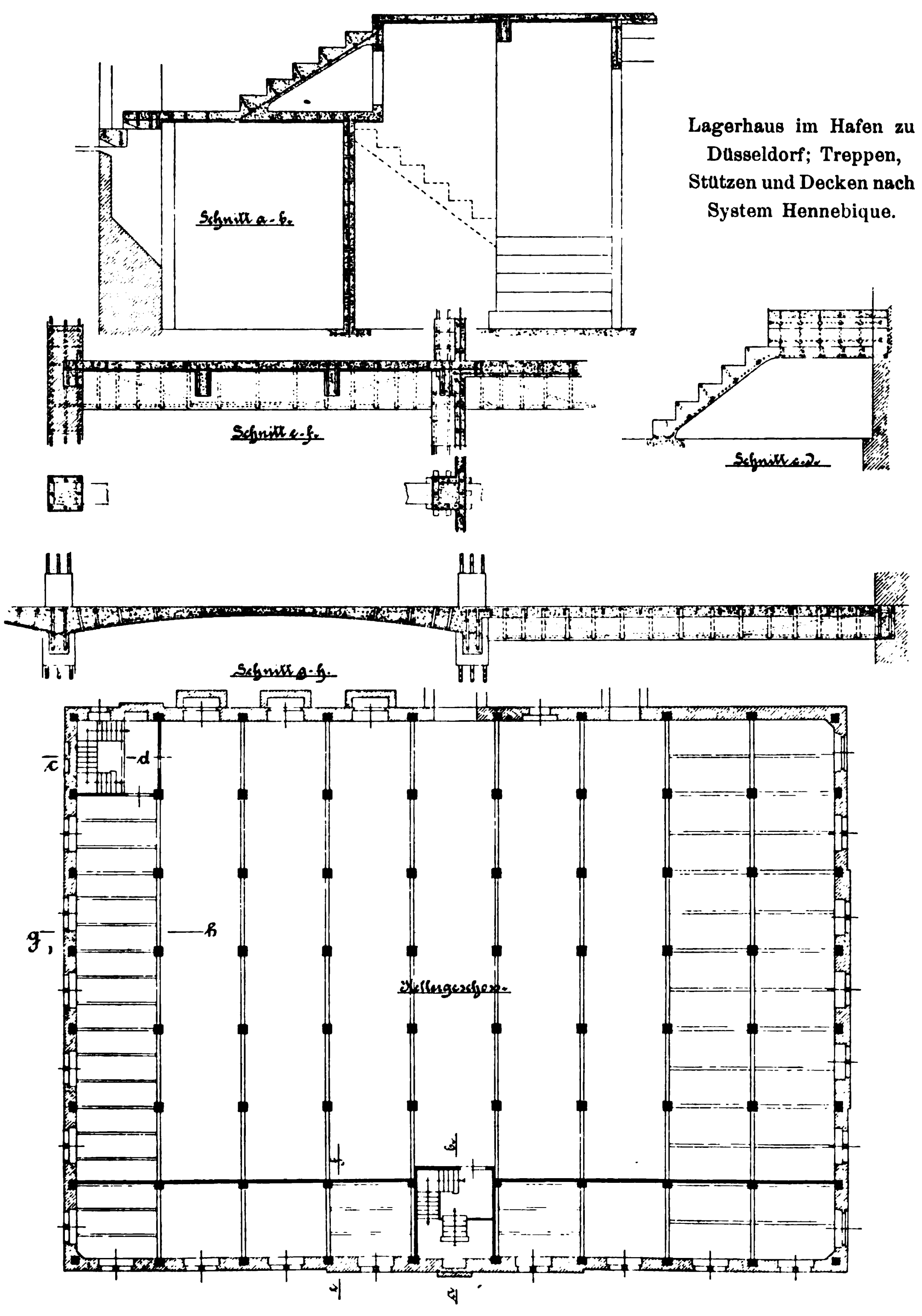
Die Bügel werden in der gleichen Weise wie bei den Platten angeordnet, doch verwendet man je nach der Spannweite und Belastung der Rippen auch stärkere Flacheisen zur Herstellung der Bügel, etwa bis zu 50 × 4 mm; der Abstand der Bügel untereinander nimmt von der Mitte nach den Auflagern zu ab.



Abb. 175. Hennebique-Decke mit Vorkehrungen zum Aufhängen der Transmissionen.

Die Stäbe jeder Rippe läßt man eine Strecke weit in die Rippe des Nachbarfeldes übergreifen, so daß auf diese Weise eine fortlaufende Verbindung aller Konstruktionsglieder erzielt wird.

Die Anordnung und Armierung der Platten unterscheidet sich in nichts von derjenigen gewöhnlicher Deckenplatten nach System Hennebique (vgl. S. 99, Abb. 143 bis 145). Die Stärke der Platten schwankt zwischen 8 und 15 cm; es empfiehlt sich nicht, geringere Plattenstärken zu verwenden, weil sonst die Hellhörigkeit zu groß wird. Auch die Einlagen der Platten reichen gewöhnlich über mehrere Felder weg.



Lagerhaus im Hafen zu Düsseldorf; Treppen, Stützen und Decken nach System Hennebique.

Abb. 176 bis 180.

Ausführungen nach System Hennebique sind, wie bereits eingangs erwähnt, außerordentlich verbreitet, da es ein ungewöhnliches Anpassungsvermögen an alle Anforderungen des Baues und des Betriebes besitzt. Abb. 175 gibt ein Beispiel einer solchen Konstruktion mit Haupt- und Nebenträgern, wobei auch noch die nötigen Vorkehrungen zum Aufhängen der Transmissionen in armiertem Beton ausgeführt sind.

Von größeren Ausführungen ist in den Abb. 176 bis 182 das Lagerhaus der Firma de Haen Carstanjen am Hafen in Düsseldorf, ausgeführt von der Betonbauunternehmung Carl Brandt in Düsseldorf, dargestellt. In diesem Lagergebäude wurden sämtliche Fundamente, Stützen, Träger, Decken, Wände, Treppen und auch das Dach in armiertem Beton nach Hennebiquesystem hergestellt. Die gemauerten Außenwände dienen nur als Gebäudemantel und tragen nur ihr Eigengewicht; sie sind erst nach Fertigstellung des eigentlichen Eisenbetongerippes hochgeführt.

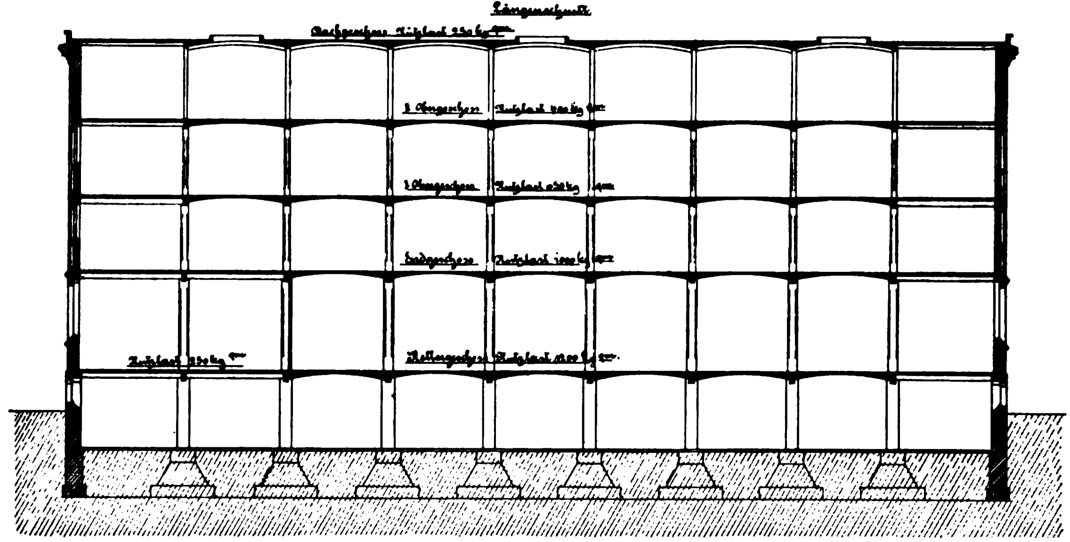


Abb. 181 und 182.

Jedes Stockwerk dieses Lagerhauses bildet, abgesehen von den in Hennebiqueart hergestellten wenigen Innenwänden für die Bureaus usw., einen einzigen, großen Raum, dessen Decke von 48, in fast gleichen Abständen voneinander angeordneten Stützen mit den darüberliegenden Unterzügen getragen wird.

Der statischen Berechnung des Bauwerks lagen folgende Nutzlasten zugrunde:

Decke des Kellergeschosses	. . . . .	1200 kg/m²
„ „ Erdgeschosses	. . . . . .	1000 „
„ „ I. Obergeschosses	. . . .	650 „
„ „ II. „	. . . .	400 „
„ „ III. „	(Dach) .	250 „

Es ergaben sich nachfolgende Abmessungen bei einem Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons von 1 : 10:

	Decken in der Mitte	Decken am Auflager	Unterzüge	Stützen
III. Obergeschoß . .	6 cm	18 cm	15/29 cm	18/18 cm
II. „ . .	6 „	18 „	15/35 „	25/25 „
I. „ . .	7 „	22 „	15/37 „	32/32 „
Erdgeschoß	7 „	25 „	20/48 „	42/42 „
Kellergeschoß . . .	8 „	26 „	20/49 „	50/50 „

Sämtliche Decken wurden auf Anordnung der Baupolizei einer Probebelastung unterzogen, welcher eine vierfache Nutzlast zugrunde gelegen hat. Das Resultat derselben war das denkbar günstigste.

Die Herstellungskosten des Bauwerks betrugen 155 000 Mark, davon entfielen auf die Eisenbetonkonstruktionen 110 000 Mark.

Die Herstellungsfrist des gesamten Rohbaues mit Ausnahme der Fundamente betrug 7 Wochen.

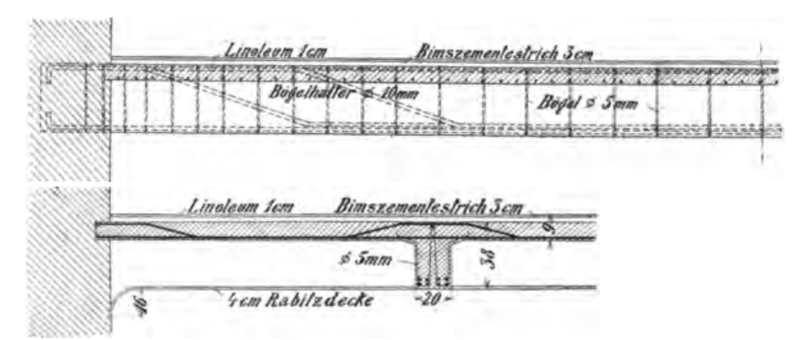


Abb. 183 und 184. Quer- und Längenschnitt einer Hennebique-Decke mit angehängter Rabitzdecke.

Weiter ist in Abb. 183 u. 184 Längen- und Querschnitt einer für den neuen Justizpalast in Mainz geplanten Ausführung in Hennebiqueart dargestellt; alles Nähere ist aus der Zeichnung selbst ersichtlich.

Nachstehend seien auch einige Ausführungen der Bauweise Hennebique mit den von den betreffenden Firmen aufgestellten statischen Berechnungen wiedergegeben:

I. Eine interessante Ausführung in Hennebique-System ist das ganz in Eisenbeton hergestellte Fabrikgebäude für die Firma E. Hellenthal u. Co. in Aachen, ausgeführt von der Betonbau-Unternehmung Carl Brandt in Düsseldorf. Unter Bezugnahme auf die umstehenden Abbildungen ist nachstehend ein Auszug aus der statischen Berechnung dieses Gebäudes wiedergegeben:

Hauptgebäude.

Erdgeschoß: Gesamtbelastung 850 kg/m².

Bogendecken a' $L = 3{,}90$ m

Bogen 7/19

$$M = \frac{3{,}9^2 \cdot 850}{8} = 162\,000 \text{ cmkg}$$

$$H = \frac{162000}{12} = 13500$$

$$\sigma_d = \frac{13500}{7 \cdot 100} = 19{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{3{,}9 \cdot 850}{2 \cdot 700} = 2{,}36 \text{ cm}^2.$$

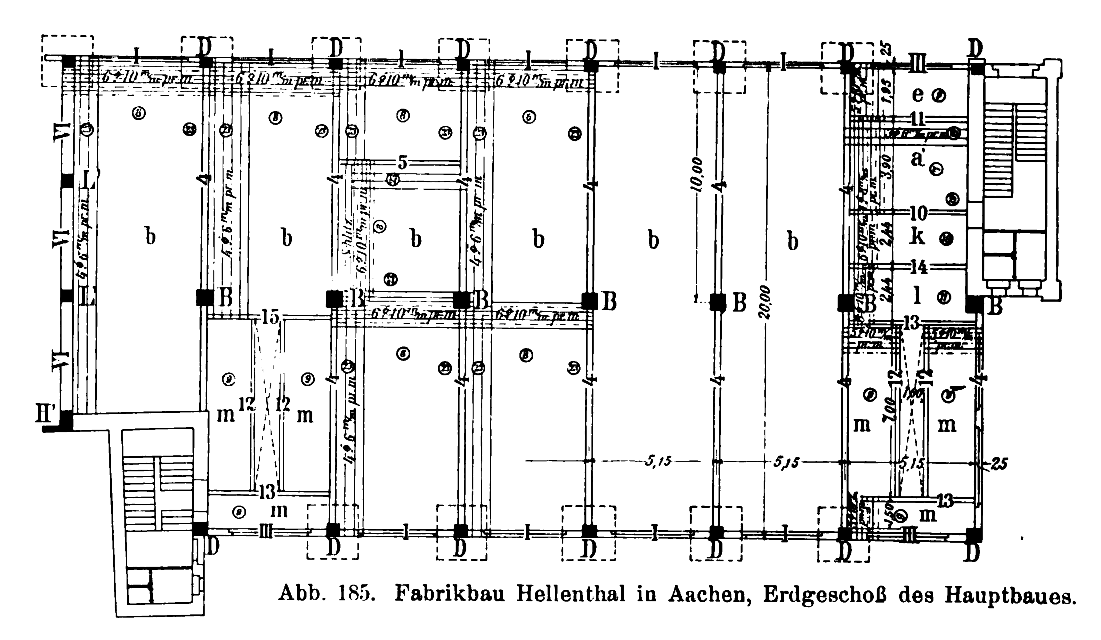


Abb. 185. Fabrikbau Hellenthal in Aachen, Erdgeschoß des Hauptbaues.

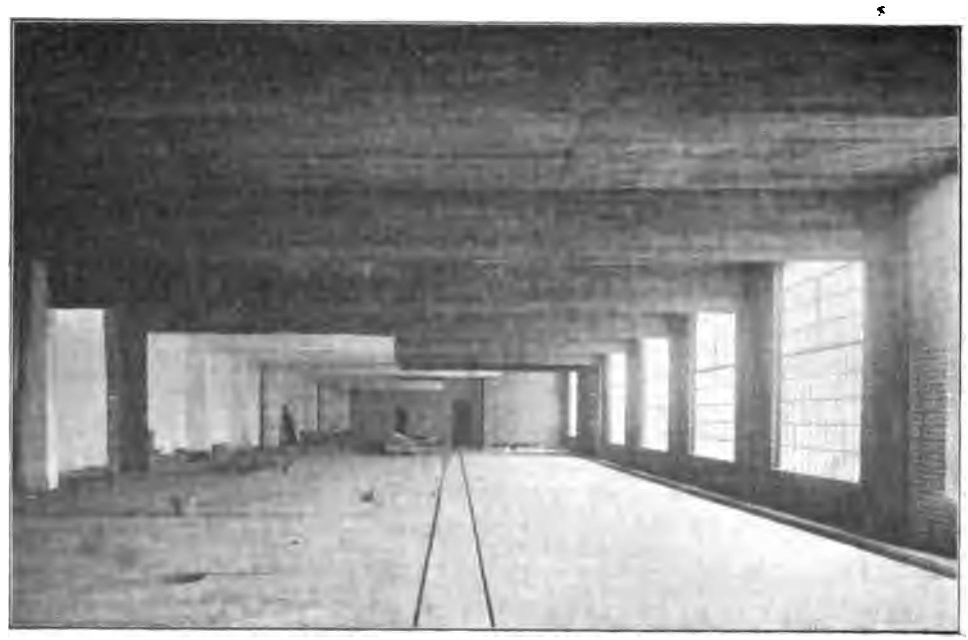


Abb. 186. Fabrikbau Hellenthal in Aachen, Erdgeschoß des Hauptbaues. (Die Rückwand ist als Eisenbeton-Stützmauer mit Strebepfeilern konstruiert.) Ausgeführt von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf.

Es werden gelegt:

7 R.-E. 8 mm = 3,5 cm² für 1 m
3 R.-E. 8 mm = 0,85 cm² zur Verteilung.

Bogendecken b $\quad L = 4{,}85$ **m**

Bogen 8/23

$$M = \frac{4{,}85^2 \cdot 850}{8} = 250\,000 \text{ cmkg}$$

$$H = \frac{250\,000}{15} = 16\,700 \text{ kg}$$

$$\sigma_d = \frac{16\,700}{8 \cdot 100} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{4{,}85 \cdot 850}{2 \cdot 700} = 2{,}95 \text{ cm}^2.$$

Es werden gelegt:

6 R.-E. 10 mm = 4,7 cm² für 1 m
4 R.-E. 6 mm = 1,1 cm² zur Verteilung.

Flache Decke k $\quad L = 2{,}44$ **m**

$d = 10$ **cm**

$$M = \frac{2{,}44^2 \cdot 850}{12} = 42\,000 \text{ cmkg},$$

angenommen 6 R.-E. 10 mm = 4,7 cm²

$h = 8{,}5$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 4{,}7}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8{,}5}{15 \cdot 4{,}7}}\right] = 2{,}8 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 0{,}9 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 7{,}6 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 42\,000}{100 \cdot 2{,}8 \cdot 7{,}6} = 39{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{42\,000}{4{,}7 \cdot 7{,}6} = 1170 \text{ kg/cm}^2.$$

Flache Decke l $\quad L = 2{,}44$ **m**

$d = 11$ **cm**

$$M = \frac{2{,}44^2 \cdot 850}{10} = 51\,000 \text{ cmkg},$$

angenommen 6,5 R.-E. 10 mm = 5,1 cm²

$h = 9{,}5$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 5{,}1}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 9{,}5}{15 \cdot 5{,}1}}\right] = 3{,}12 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 1{,}05 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 8{,}45 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 51\,000}{100 \cdot 3{,}05 \cdot 8{,}45} = 39{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{51\,000}{5{,}1 \cdot 8{,}45} = 1180 \text{ kg/cm}^2$$

Balken 4 $L = 9{,}40$ m

$$M = \frac{9{,}4^2 \cdot 4370}{10} = 3\,875\,000 \text{ cmkg.}$$

angenommen 6 R.-E. 30 mm = 42,4 cm²

$Q = 25/88$ (Abb. 187)

$h = 84$ cm

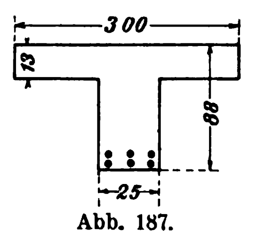


Abb. 187.

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 42{,}4 \cdot 84 + 300 \cdot 169}{2 \cdot 15 \cdot 42{,}4 + 2 \cdot 300 \cdot 13} = 17{,}4 \text{ cm}$$

$$y = 17{,}4 - 6{,}5 + \frac{169}{6 \cdot 21{,}8} = 12{,}2 \text{ cm}$$

$$h - x = 66{,}6 \text{ cm}$$

$$h - x + y = 78{,}8 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,875\,000}{42{,}4 \cdot 78{,}8} = 1160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1160 \cdot 17{,}4}{15 \cdot 66{,}6} = 20{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken 5 $L = 5{,}15$ m

$$\text{von } b = \frac{5{,}0 \cdot 850}{2} = 2120 \text{ kg}$$

$$M = \frac{5{,}15^2 \cdot 2120}{10} = 565\,000 \text{ cmkg,}$$

angenommen 4 R.-E. 20 mm = 12,6 cm²

$Q = 18/46$ cm (Abb. 188)

$h = 43$ cm

Abb. 188.

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}6}{85}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 85 \cdot 43}{15 \cdot 12{,}6}}\right] = 11{,}8 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 4 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 39 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 565\,000}{85 \cdot 11{,}8 \cdot 39} = 28 \text{ kg cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{565\,000}{12{,}6 \cdot 39} = 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken 10 $L = 5{,}15$ m

von a′: $3{,}9 \cdot 850 = 3310$ kg

$$M = \frac{5{,}15^2 \cdot 3310}{10} = 880\,000 \text{ cmkg,}$$

angenommen 2 R.-E. 24 mm = 9,05 cm² } = 19,67 cm²
2 R.-E. 26 mm = 10,62 cm² }

$Q = 18/47$ (Abb. 189)

$h = 43$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 19{,}6}{170}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 170 \cdot 42}{15 \cdot 19{,}6}}\right] = 10{,}6 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 3{,}5 \text{ cm}$$

170, 47, 18

Abb. 189.

$$h - \frac{x}{3} = 39{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 880\,000}{170 \cdot 10{,}6 \cdot 39{,}5} = 24{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{880\,000}{19{,}6 \cdot 39{,}5} = 1140 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken 11 , $L = 5{,}15$ m

$$\frac{5{,}85 \cdot 850}{2} = 2490 \text{ kg}$$

$$M = \frac{5{,}15^2 \cdot 2490}{10} = 660\,000 \text{ cmkg},$$

angenommen 2 R.-E. 20 mm = 6,3 cm² } = 13,9 cm²
2 R.-E. 22 mm = 7,6 cm² }

$Q = 18/47$ (Abb. 190)

$h = 44$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 13{,}9}{170}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 170 \cdot 44}{15 \cdot 13{,}9}}\right] = 9{,}2 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 3{,}1 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 40{,}9 \text{ cm}$$

170, 15, 47, 18

Abb. 190.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 660\,000}{170 \cdot 7{,}7 \cdot 41{,}5} = 24{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{660\,000}{13{,}9 \cdot 40{,}9} = 1160 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken 12 $L = 7{,}25$ m

von Decke $n = \frac{2{,}255}{2} \cdot 850 = 960$ kg

$$M = \frac{7{,}25^2 \cdot 960}{10} = 505\,000 \text{ cmkg}$$

angenommen 2 R.-E. 20 mm = 6,28 } = 13,9 cm²
2 R.-E. 22 mm = 7,60 }

120, 38, 15

Abb. 191.

$Q = 15/38$ (Abb. 191)

$h = 34$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 13{,}9}{120}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 120 \cdot 34}{15 \cdot 13{,}9}}\right] = 9{,}3 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 3{,}1 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 31{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 505\,000}{120 \cdot 9{,}3 \cdot 31{,}9} = 28{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{505\,000}{13{,}9 \cdot 31{,}9} = 1140 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7{,}25 \cdot 960}{2} = 3470 \text{ kg.}$$

Balken 13 $L = 5{,}15$ m

von Decke l $\frac{2{,}44}{2} \cdot 850 = 1040$ kg/lfd. m

Einzellast von Balken 12 $P = 3470$ kg (Abb. 192)

$$M = \frac{1050 \cdot 5{,}15^2}{10} + 3470 \cdot 2{,}755 \cdot 0{,}8 = 1\,045\,000 \text{ cmkg,}$$

angenommen $\left.\begin{array}{l}2 \text{ R.-E. } 22 \text{ mm} = 7{,}60 \\ 2 \text{ R.-E. } 24 \text{ mm} = 9{,}05\end{array}\right\} = 16{,}65 \text{ cm}^2$

$Q = 18/63$ (Abb. 193)

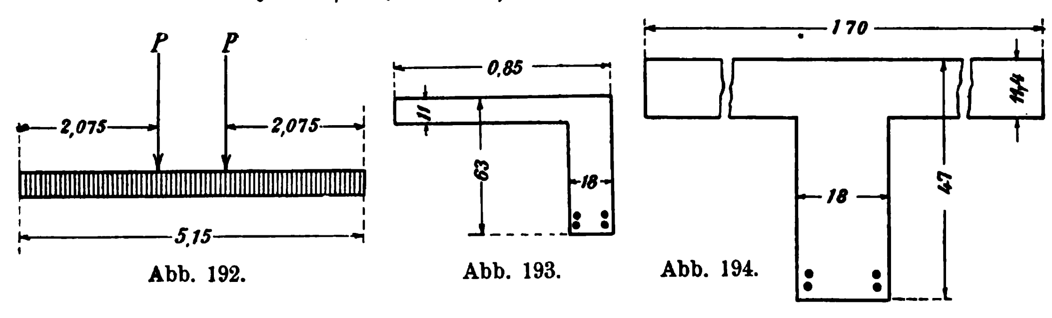


Abb. 192. Abb. 193. Abb. 194.

$$h = 59 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 16{,}65 \cdot 59 + 85 \cdot 121}{2 \cdot 15 \cdot 16{,}65 + 2 \cdot 85 \cdot 11} = 17{,}0 \text{ cm}$$

$$y = 17{,}0 - 5{,}5 + \frac{121}{6 \,.\, 23} = 12{,}4 \text{ cm}$$

$$h - x = 42 \text{ cm}$$

$$h - x + y = 54{,}4 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{104\,500}{16{,}65 \cdot 54{,}4} = 1150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1150 \cdot 17}{15 \cdot 42} = 31{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken 14 $L = 5{,}15$ m

von Decken k und $l = 2{,}44 \cdot 850 = 2070$ kg

$$M = \frac{5{,}15^2 \cdot 2070}{10} = 550\,000 \text{ cmkg,}$$

angenommen $\left.\begin{array}{l}2 \text{ R.-E. } 18 \text{ mm} = 5{,}1 \\ 2 \text{ R.-E. } 20 \text{ mm} = 6{,}3\end{array}\right\} = 11{,}4 \text{ cm}^2$

$Q = 18/47$ (Abb. 194)

$h = 44$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 11{,}4}{170}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2 \cdot 170 \cdot 44}{15 \cdot 11{,}4}}\right] = 8{,}45 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{3} = 2{,}8 \text{ cm}$$

$$h - \frac{x}{3} = 41{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 550\,000}{170 \cdot 8{,}45 \cdot 41{,}2} = 18{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{550\,000}{11{,}4 \cdot 41{,}2} = 1140 \text{ kg cm}^2.$$

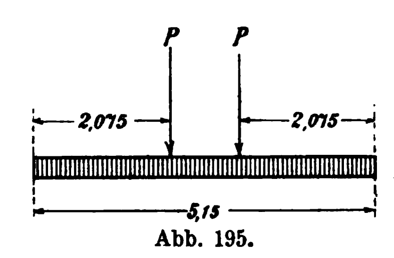


Abb. 195.

Balken 15 $L = 5{,}15$ **m**

von Balken 12 $P = 3470$ kg (Abb. 195)

$M = 3470 \cdot 2{,}575 \cdot 0{,}8 = 715\,000$ cmkg,

angenommen unten 4 R.-E. 18 mm = 10,2 }
oben 2 R.-E. 18 mm = 5,1 } = 15,3 cm²

$Q = 20/73$ (Abb. 196)

$h = 69{,}2$ cm

$h' = 1{,}5$ cm

$$x^2 + 2x \cdot 15 \cdot \frac{15{,}3}{20} = \frac{2 \cdot 15}{20}(69{,}2 \cdot 10{,}2 + 1{,}5 \cdot 5{,}1)$$

$x = 23{,}25$ cm

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 715\,000 \cdot 23{,}25}{(184{,}35)\, 23{,}25^2 + 6 \cdot 5{,}1 \cdot 15\,(21{,}75)\, 67{,}7} = 37{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{37{,}8\,(48{,}95) \cdot 15}{23{,}25} = 1120 \text{ kg/cm}^2.$$

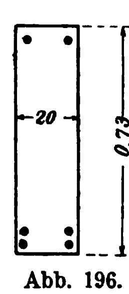


Abb. 196.

Stützen *B*.

von *A* vom Obergeschoß	=	113 000 kg
von Decke . . . . $\frac{5{,}15 \cdot 19{,}5}{2} \cdot 850$	=	42 700 kg
Eigengewicht	=	4 000 kg
Gesamtlast	=	159 700 kg

angenommen 8 R.-E. 26 mm = 42,47 cm²

$Q = 65/65$ (Abb. 197)

$$\sigma_b = \frac{159\,700}{15 \cdot 42{,}47 + 65 \cdot 65} = 32{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_e = 15 \cdot 32{,}8 = 493$ kg/cm².

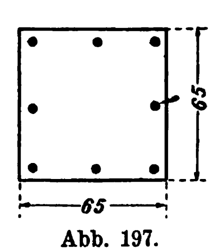


Abb. 197.

Stützenfuß *B*.

$P = 160\,500$ kg

$Q = 1{,}30/1{,}30$ (Abb. 198)

$$\sigma = \frac{160\,500}{130 \cdot 130} = 9{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

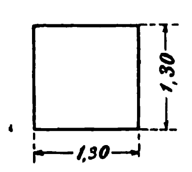


Abb. 198.

Die Kraft unter 45° verteilt, ergibt $h = 33$ cm.

Stützen *D*.

von Stützen C	=	69 400 kg
von Decke	=	21 350 kg
vom Stütze I	=	5 550 kg
Eigengewicht	=	3 500 kg
Gesamtlast	=	99 800 kg

angenommen 4 R.-E. 26 mm = 21,24 cm²

$Q = 52/52$ (Abb. 199)

$$\sigma_b = \frac{99\,800}{15 \cdot 21{,}24 + 52 \cdot 52} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 33 = 495 \text{ kg/cm}^2.$$

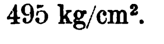


Abb. 199.

Stützenfuß *D*.

$P = 102\,000$ kg

$Q = 1{,}02/1{,}02$

$$\sigma_b = \frac{102\,000}{102 \cdot 102} = 9{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Kraft unter 45° verteilt, ergibt $h = 25$ cm.

Stützen L_1.

von *L*	=	55 000 kg
von Sturz VI 5 · 4630	=	23 200 kg
Eigengewicht	=	2 800 kg
Gesamtlast	=	81 000 kg

angenommen 4 R.-E. 26 mm = 21,24 cm²

$Q = 48/48$ (Abb. 200)

$$\sigma_b = \frac{81\,000}{15 \cdot 21{,}24 + 42 \cdot 42} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 31 = 465 \text{ kg/cm}^2.$$

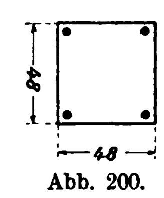


Abb. 200.

Stützenfuß L_1.

$P = 82\,000$ kg

$Q = 1{,}00/1{,}00$

$$\sigma = \frac{82\,000}{100 \cdot 100} = 8{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Kraft unter 45° verteilt, ergibt $h = 26$ cm.

Die konstruktive Ausbildung der Säulenfüße ist aus Abb. 201 bis 203 auf Seite 119 zu ersehen.

II. Eine österreichische Ausführung der Hennebiquebauweise, ausgeführt von der Firma Schuster u. Co. in Wien, ist die Eisenbetonkonstruktion (Wohnhausdecke) in der Garage Jellinek Mercedes in Baden bei Wien.

Statische Berechnung.

Nutzlast		250 kg
8 cm Beschüttung 0,08 · 1500	=	120 „
3 cm Fußboden 0,03 · 800	=	24 „
		394 rd. 400 kg/m².

I. Platte.

Zur Untersuchung wird die Platte der maximalen Spannweite von 2,15 m herangezogen und werden alle übrigen Platten in gleicher Weise armiert. Die Platte ist 9 cm stark.

Die Belastung samt Eigengewicht für 1 m² beträgt daher $400 + 0{,}09 \cdot 2200 =$ rund 600 kg/m².

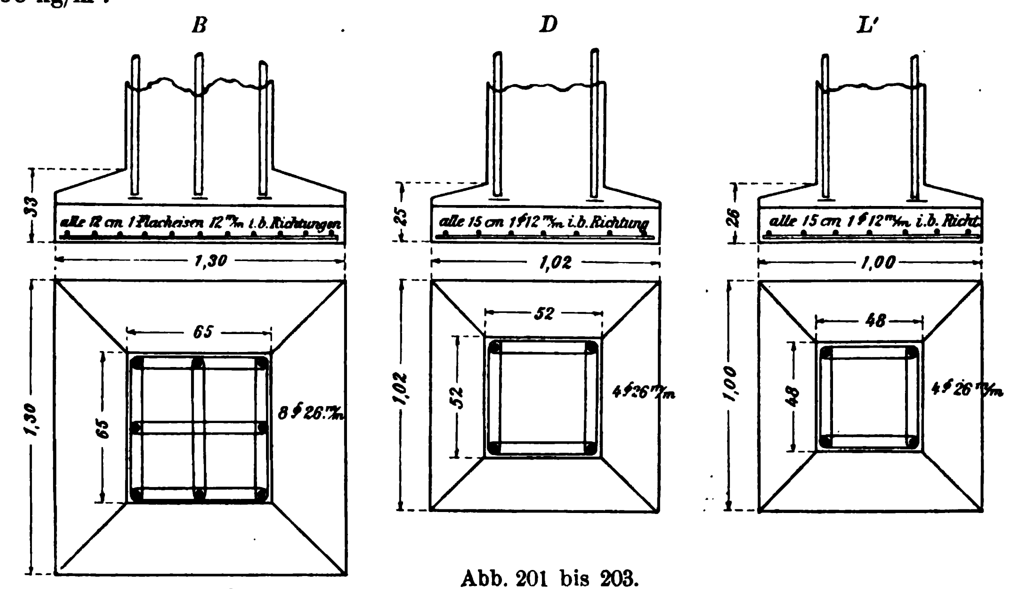


Abb. 201 bis 203.
Fabrikbau Hellenthal u. Comp., Aachen: Ausbildung der Säulenfuße *B*, *D* und *L'* (zu S. 118 gehörig).

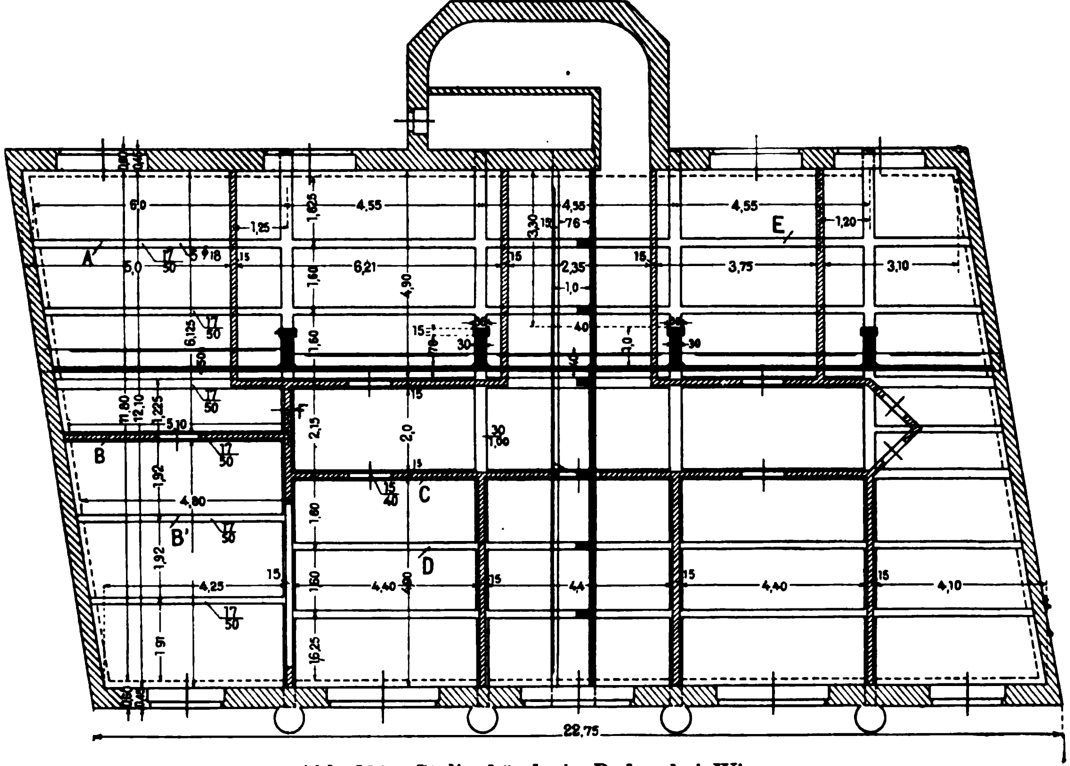


Abb. 204. Stallgebäude in Baden bei Wien.

Das Mittelmoment beträgt daher $M = \frac{1}{10} \cdot 600 \cdot 2{,}15 \cdot 215 = 27\,750$ cmkg. Die Platte ist unten mit 12 R.-E. 7 mm armiert.

Es ergibt sich hieraus die Lage der neutralen Linie mit

$$x = \frac{15 \cdot 4{,}62}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 8}{15 \cdot 4{,}62}} - 1\right] = 2{,}7 \text{ cm}$$

$$\sigma_B = \frac{55\,500}{100 \cdot 2{,}7\,(8 - 0{,}9)} = 28{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{27\,750}{4{,}62\,(8 - 0{,}9)} = 845 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 205.

II. Nebenträger *A*.

Spannweite $6{,}0 + \frac{1}{2}$ Auflager = 6,20 m. Moment infolge gleichmäßig verteilter Last:

Belastung für 1 lfd. m durch Nutzlast und Eigengewicht $600 \cdot 1{,}60$ =	960 kg
Trägergewicht $0{,}17 \cdot 0{,}41 \cdot 2200$ . . . . =	153 „
	1113 kg.

$M = \frac{1}{10} \cdot 1113 \cdot 6{,}20 \cdot 620 = 430\,000$ cmkg. Zu diesem Momente tritt noch das durch das Mauergewicht als Einzellast verursachte Moment.

Das Mauergewicht beträgt $1{,}60 \cdot 0{,}15 \cdot 3{,}50 \cdot 1700 = 1350$ kg. Das unter der Laststelle auftretende Maximalmoment ist daher

$$M_{max} = \frac{1350 \cdot 125 \cdot 495}{620} = 135\,000 \text{ cmkg}$$

und das in der Mitte auftretende Moment aus Einzellast beträgt daher

Abb. 206. Abb. 207.

$$M_m = \frac{135\,000 \cdot 310}{495} = 85\,000 \text{ cmkg.}$$

Es beträgt daher das gesamte in der Mitte auftretende Moment

$$M_1 = 430\,000 + 85\,000 = 515\,000 \text{ cmkg.}$$

Bei oben angedeuteter Armierung durch 5 R.-E. 18 mm liegt die neutrale Achse

$$x = \frac{46 \cdot 15 \cdot 12{,}72 + \frac{160 \cdot 9^2}{2}}{160 \cdot 9 + 15 \cdot 12{,}72} = \frac{15\,230}{1631} = 9{,}35 \text{ cm}$$

und

$$y = 9{,}35 - 4{,}5 + \frac{81}{6\,(18{,}70 - 9)} = 6{,}24 \text{ cm,}$$

woraus

$$\sigma_E = \frac{515\,000}{12{,}72\,(46 - 9{,}35 + 6{,}24)} = 945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = \frac{945 \cdot 9{,}35}{15 \cdot (46 - 9{,}35)} = 16{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Schubspannung:

Die der Einzellast am nächsten liegende Reaktion beträgt

$$V = (\tfrac{1}{2} \cdot 1113 \cdot 6) + \frac{(1350 \cdot 4{,}95)}{6{,}20} = 3340 + 1090 = 4430 \text{ kg}$$

und daraus

$$\tau_0 = \frac{4430}{17 \cdot (46 - 9{,}35 \cdot 6{,}24)} = 6{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung erreicht ihren zulässigen Wert von 4,5 kg/cm², wenn

$$x = \frac{6,1 - 4,5}{6,1} \cdot 3,10 = 0,81 \text{ m}$$

und die gesamten vom Eisen aufzunehmenden Schubspannungen betragen

$$S_1 = \frac{1,8 \cdot 17 \cdot 81}{2} = 1240 \text{ kg},$$

daher der notwendige Querschnitt

$$\frac{1240}{500} = 2,48 \text{ cm}^2,$$

dem entsprechen vier Bügel vom Querschnitt $8 \cdot 0,385 = 3,08$ cm².

Die Haftfestigkeit beträgt, wenn 3 R.-E. 18 mm bis ans Auflager geführt werden,

$$\tau_1 = \frac{17 \cdot 6,1}{3 \cdot 1,8 \cdot 3,14} = 6,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Es müssen daher die Eisen aufgebogen werden.

III. Nebenträger *B*.

Spannweite $5,10 + 0,20 = 5,30$ m.

Belastung für 1 lfd. m $600 \cdot 1,60$	=	960 kg
Trägergewicht wie früher		153 „
Mauergewicht $0,15 \cdot 5,30 \cdot 1700 \cdot 3,5$	=	474 „
		1587 kg,

daraus ist $M = {}^1/_{10} \cdot 1587 \cdot 5,30 \cdot 530 = 446\,000$ cmkg.

Die Lage der neutralen Achse ergibt sich wieder wie früher mit

$$x = 9,35 \text{ cm} \quad \text{und}$$
$$y = 6,24 \text{ cm}$$
$$\sigma_E = \frac{446\,000}{12,72\,(42,89)} = 820 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_B = \frac{820 \cdot 9,35}{15\,(46 - 9,35)} = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

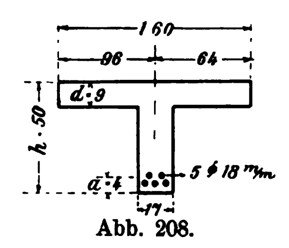


Abb. 208.

Bügel werden wie vor verteilt.

IV. Nebenträger *B'*.

Spannweite $4,80 + 0,20 = 5,00$ m.

Die Belastung für 1 lfd. m beträgt $1,92 \cdot 600$ . .	=	1150 kg
Trägergewicht wie früher		153 „
		1303 kg,

$M = {}^1/_{10} \cdot 1303 \cdot 5 \cdot 500 = 325\,000$ cmkg.

Bei obiger Armierung und unter Rücksichtnahme darauf, daß der Druckgurt ${}^1/_3\, L = {}^1/_3 \cdot 5 = 1,65$ cm betragen darf, ergibt sich die neutrale Achse mit

$$x = \frac{15 \cdot 8,84}{160}\left[\sqrt{1 + \frac{320 \cdot 47}{15 \cdot 8,84}} - 1\right] = 8 \text{ cm} \quad \text{und}$$
$$\sigma_B = \frac{650\,000}{160 \cdot 8\,(47 - 8/3)} = 11,5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_E = \frac{325\,000}{8,84 \cdot (47 - 8/3)} = 830 \text{ kg/cm}^2.$$

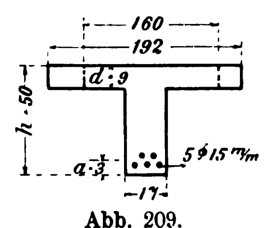


Abb. 209.

Bügel wie vor.

V. Nebenträger *C*.

Spannweite 4,55 m.

Belastung für 1 lfd. m 1,80 · 600	. . . . =	1080 kg
Trägergewicht 0,15 · 0,31 · 2200	. . . . =	110 „
Mauergewicht 0,15 · 4,55 · 3,5 · 1700	. . . . =	405 „
		1595 kg,

$M = {}^1/_{10} \cdot 1595 \cdot 4{,}55 \cdot 455 = 330\,000$ cmkg.

Der nutzbare Druckgurt beträgt $\frac{4{,}55}{3} =$ rd. 1,5 m und ist

$$x = \frac{15 \cdot 10{,}60}{150}\left[\sqrt{1 + \frac{300 \cdot 37}{15 \cdot 10{,}6}} - 1\right] = 7{,}85 \text{ cm}$$

$$\sigma_B = \frac{660\,000}{150 \cdot 7{,}85\left(37 - \frac{7{,}85}{3}\right)} = 16{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{330\,000}{10{,}60 \cdot 34{,}38} = 905 \text{ kg/cm}^2.$$

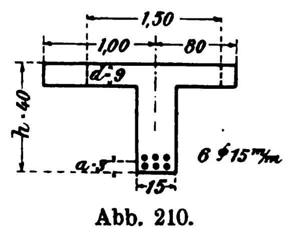


Abb. 210.

Schubspannung.

$$V = 1/2 \cdot 1595 \cdot 455 = 3625 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{3625}{15 \cdot 34{,}38} = 7{,}03 \text{ kg/cm}^2,$$

daraus

$$x = \frac{7{,}05 - 4{,}50}{7{,}05} \cdot 2{,}275 = 0{,}83 \text{ m},$$

der aufzunehmende Schub beträgt daher

$$\frac{83 \cdot 15 \cdot 2{,}55}{2} = 1590 \text{ kg}$$

und das erforderliche Eisen

$$f_e = \frac{1590}{500} = 3{,}18 \text{ cm}^2 \text{ oder 5 Bügel Durchm. 7 mm.}$$

VI. Nebenträger *D*.

Spannweite 4,55 m.

Belastung für 1 lfd. m 1,60 · 600	. . . . =	960 kg
Träger 0,15 · 0,31 · 2200	. . . . =	103 „
		1063 kg,

$M = {}^1/_{10} \cdot 1063 \cdot 4{,}55 \cdot 455 = 224\,000$ cmkg.

$$x = \frac{15 \cdot 7{,}07}{150}\left[\sqrt{1 + \frac{300 \cdot 37}{15 \cdot 7{,}07}} - 1\right] = 6{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_B = \frac{448\,000}{6{,}5 \cdot 150\,(37 - {}^1/_3 \cdot 6{,}5)} = 13{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{224\,000}{7{,}07 \cdot 34{,}8} = 910 \text{ kg/cm}^2.$$

Schubspannung.

$$V = \frac{4{,}55 \cdot 1063}{2} = 2200 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{2200}{15 \cdot 34{,}8} = 4{,}20 \text{ kg/cm}^2.$$

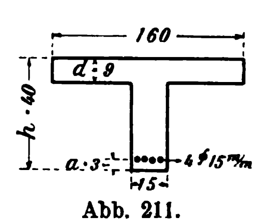


Abb. 211.

VII. Nebenträger *E*.

Verhältnisse wie Nebenträger *D*, jedoch gegen das Auflager zu noch Mauerbelastung.

Das Maximalmoment unter der Laststelle beträgt

$$M = \frac{120 \cdot 335}{455} \cdot 1350 = 120\,000 \text{ cmkg.}$$

1350 kg — 455 — 335 — 120

Abb. 212.

Das auf die Mitte entfallende Moment beträgt sonach

$$M_m = \frac{120\,000 \cdot 228}{335} = 82\,000 \text{ cmkg.}$$

160 — d:9 — h·40 — a:Y — 5 ø 15 m/m — 15

Abb. 213.

Zu obigem Moment von 224 000 cmkg dazu ergibt sich das Gesamtmoment

$$M = 306\,000 \text{ cmkg.}$$

Bei Anordnung von 5 R.-E. 15 mm ergibt sich

$$x = \frac{15 \cdot 8{,}84}{150}\left[\sqrt{1 + \frac{300 \cdot 37}{15 \cdot 8{,}84}} - 1\right] = 7{,}3 \text{ cm}$$

$$\sigma_B = \frac{612\,000}{7{,}3 \cdot 150\,(37 - {}^1/_3 \cdot 7{,}3)} = 16{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_E = \frac{306\,000}{8{,}84 \cdot 34{,}6} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung ergibt sich ähnlich wie früher.

VIII. Hauptträger *F*.

Spannweite $11{,}80 + 0{,}40 = 12{,}20$ m.

Die gesamte darauf wirkende Last kann als gleichmäßig verteilt betrachtet werden, und werden die übrigen drei Hauptträger diesem gleich dimensioniert. Der Hauptträger wird frei aufliegend konstruiert.

Das Lastfeld beträgt

$$\frac{\frac{6{,}0 + 4{,}55}{2} + \frac{4{,}15 + 4{,}55}{2}}{2} \cdot 11{,}80 = 60 \text{ m}^2.$$

Der wirksame Druckgurt beträgt

$$\frac{12{,}20}{3} = \text{rd. } 4{,}0 \text{ m.}$$

Die Belastung beträgt daher 60 · 600	=	36 000 kg
Nebenträgergewicht 0,16 · 5 · 0,4 · 6 · 2200 . . .	=	4 210 „
Hauptträger 0,3 · 0,81 · 11,80 · 2200	=	6 300 „
Mauergewicht (11,80 + 2 · 5) · 0,15 · 3,5 · 1700 . .	=	19 400 „
		65 910 kg,

daher $M = {}^1/_8 \cdot 65\,910 \cdot 1230 = 10\,150\,000$ cmkg.

$$x = \frac{15 \cdot 125{,}66 \cdot 91 + \frac{400 \cdot 9^2}{2}}{400 \cdot 9 + 15 \cdot 125{,}66} = \frac{172\,000 + 18\,200}{3600 + 1880} = \frac{190\,200}{5480} = 34{,}8 \text{ cm}$$

$$y = 34{,}8 - 4{,}5 + \frac{81}{6 \cdot 60{,}6} = 30{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_E = \frac{10\,150\,000}{125{,}66 \cdot 86{,}7} = 935 \text{ kg/cm}^2$$

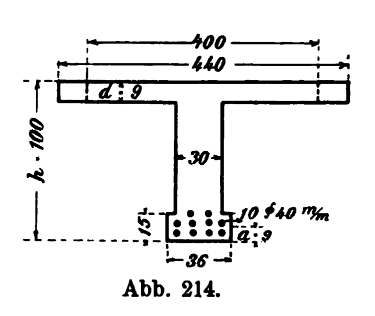


Abb. 214.

$$\sigma_B = 935 \cdot \frac{34,8}{15 \cdot 56,20} = 38,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Schubspannung.

$$V = \frac{11,80 \cdot 5570}{2} = 33\,000 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{33\,000}{30 \cdot 86,70} = 12,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{12,7 - 4,5}{12,7} \cdot 5,9 = 3,80 \text{ m}.$$

Der aufzunehmende Schub beträgt daher

$$\frac{380 \cdot 30 \cdot 8,2}{2} = 46\,700 \text{ kg}.$$

$$\frac{46\,700}{500} = 93,5 \text{ cm}^2 = 15 \text{ Stück Doppelbügel 14 mm Durchm.} = 92,5 \text{ cm}^2.$$

Haftspannung.

Wenn 4 R.-E. 40 mm unten gerade durchlaufen, so ist

$$\tau_1 = \frac{12,7 \cdot 30}{4 \cdot 4 \cdot 3,14} = 7,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisen müssen also aufgebogen werden und zwar ist dies bei der Ausführung nach der Abb. 215 geschehen.

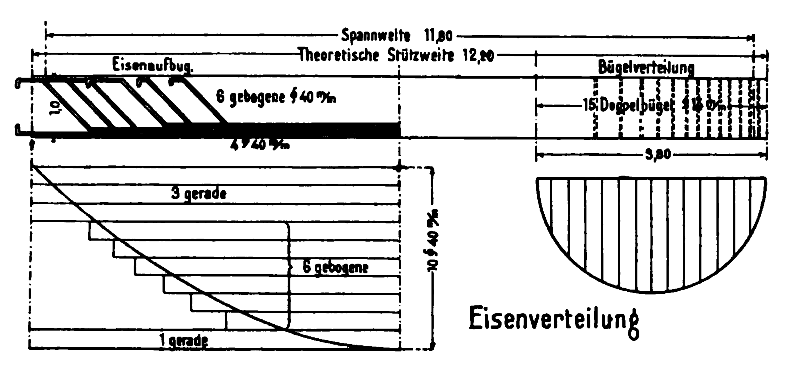


Abb. 215. Eisenverteilungsplan für die Eisenbetonkonstruktion des Stallgebäudes in Baden bei Wien.

III. Statische Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen des Augustaspeichers in Charlottenburg, Kaiserin - Augusta - Allee, Eigentümer Herr Paul Möbius, Berlin, ausgeführt von der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin W (vergl. hierzu Abb. 216 u. 217).

Die Berechnung erfolgt auf Grund der ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 16. April 1904, nach welchen der Beton mit $\sigma_b = 40$ kg/cm² und die Eiseneinlagen mit $\sigma_e = 1200$ kg/cm² beansprucht werden dürfen.

A. Hauptgebäude.

Decken.

Die Länge der Balken $= l$ — Eigengewicht 1 m $= g$

„ „ „ Platten $= \lambda$ — Nutzlast 1 „ $= p$

$$p = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Zuschlag 50 vH.} = 400 \text{ „}$$

$$\text{Se. } p = 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Platte } \lambda = 130 \text{ cm}$$

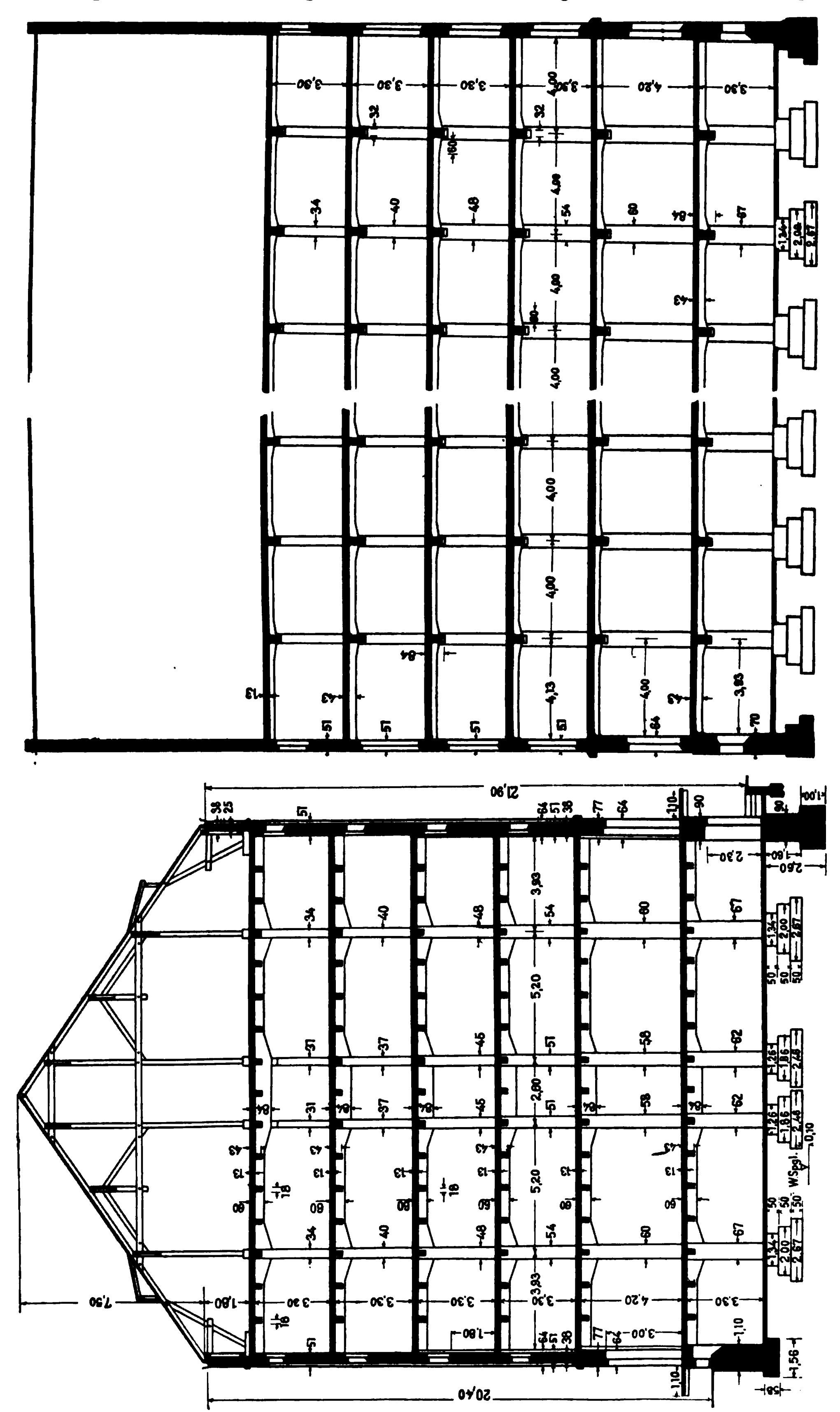


Abb. 216 und 217. Speicherbau Kaiserin-Augusta-Allee 8, Charlottenburg, ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin.

g 13 cm starke Platte zu 2400 kg = 312 kg
4 cm Estrich = 80 „
g = 392 kg
p = 1200 „
$g + p$ = 1592 kg
rd. = 1600 kg/m².

Weil die Platte zugleich den Druckkörper des Unterzugs bildet und deshalb nochmals in der gleichen Richtung beansprucht wird, wie durch die eigene Biegungsspannung, soll der Beton nur mit $\sigma_b = 15$ kg/cm² gedrückt werden.

$$M = \frac{16 \cdot 130^2}{10} = 27\,000 \text{ cmkg}$$

13 Stäbe 7 mm R.-E., $F_e = 5{,}01$ cm²

$$h = 13 - 1{,}35 = 11{,}65 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$x = \frac{15 \cdot 5{,}01}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 11{,}65}{15 \cdot 5{,}01}}\right] = 3{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 27\,000}{350\left(11{,}65 - \frac{3{,}5}{3}\right)} = 14{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{27\,000}{5{,}01\left(11{,}65 - \frac{3{,}5}{3}\right)} = 514 \text{ kg/cm}^2.$$

Rippe.

$l = 400 - 40 + 20 = 380$ cm, 40 cm Breite des Unterzugs, 20 cm Auflagerlänge.

Belastet durch Platte mit $g = 392 \cdot 1{,}3$. = 510 kg
„ Rippe „ $0{,}18 \cdot 0{,}25 \cdot 2400$ = 110 „
g = 620 kg
$p = 1200 \cdot 1{,}3$ = 1560 „
$g + p$ = 2180 kg

$$M = \frac{21{,}8 \cdot 380^2}{8} = 393\,500 \text{ cmkg.}$$

11 Stäbe 10 mm R.-E., $F_e = 8{,}64$ cm².

$$d = 40{,}6 + 2{,}4 = 43 \text{ cm}$$

$$b_0 = 7 \cdot 2{,}6 = 18 \text{ cm}$$

$$x = \frac{15 \cdot 8{,}64}{130}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 130 \cdot 40{,}6}{15 \cdot 8{,}64}}\right] = 8{,}055 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 393\,500}{8{,}055 \cdot 130\left(40{,}5 - \frac{8{,}055}{3}\right)} = 19{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{393\,500}{8{,}64\left(40{,}6 - \frac{8{,}055}{3}\right)} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Abb. 218.

$$V = 2180 \cdot \frac{4{,}00}{2} = 4360 \text{ kg.}$$

U = Umfang der Stäbe.

Erforderlich U aus $4360 = U \cdot 4{,}5\left(40{,}6 - \frac{8{,}055}{3}\right)$

$$U = \frac{4360}{171} = 25{,}5 \text{ cm.}$$

Vorhanden 11 Stäbe 10 mm R.-E., $U = 34{,}56$ cm

$$\tau_0 = \frac{4360}{18\left(40{,}6 - \frac{8{,}055}{3}\right)} = 6{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_x = \frac{4360 \cdot 4{,}5}{6{,}4} = 3070 \text{ kg}$$

$$l_x = \frac{4360 - 3070}{21{,}80} = 59 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{59 \cdot 18}{2\sqrt{2}}(6{,}4 - 4{,}5) = 710 \text{ kg.}$$

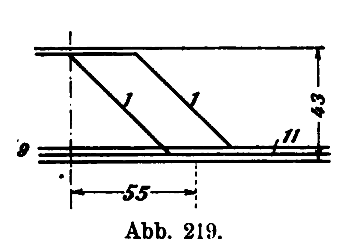


Abb. 219.

1 Stab $Z_0 = 0{,}79 \cdot 1200 = 948$ kg. 1 Stab im Abstande von 59 cm vom Auflager würde genügen; um den erforderlichen Gleitwiderstand hervorzubringen, sind erforderlich nach obigem 1 Stab $U_0 = 3{,}14$ cm.

$$n = \frac{25{,}5}{3{,}14} = 9.$$

Es werden deshalb die beiden verfügbaren Stäbe aufgebogen.

Unterzug.

Kontinuierlich über fünf ungleiche Felder, aber symmetrisch zur Mitte:

$$l_1 : l_2 : l_3 : l_2 : l_1 = 390 : 520 : 260 : 520 : 390 = 3\,\lambda : 4\,\lambda : 2\,\lambda : 4\,\lambda : 3\,\lambda.$$

Es bedeuten:

1. $G_0 =$ das Eigengewicht des Unterzugs von $\lambda = 130$ cm Länge,
2. $G =$ das Eigengewicht eines Rippenfeldes,
3. $P =$ die Nutzlast eines Rippenfeldes.

Zur Vereinfachung der Rechnung sei $\lambda = 1$ gesetzt.

Ruhende Last.

1) $$0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + \frac{3 \cdot 3^2 + 4 \cdot 4^2}{4}\,G_0 + \left(\frac{3^2 - 1 + 2\,(3^2 - 2^2)}{3} + \frac{4^2 - 1 + 2\,(4^2 - 2^2) + 3\,(4^2 - 3^2)}{4}\right) G$$

1) $$0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + 9\frac{1}{4}\,G_0 + (6 + 15)\,G$$

Abb. 220.

2) $$0 = 4\,M_1 + 14\,M_2 + \frac{4 \cdot 4^2 + 2 \cdot 2^2}{4}\,G_0 + \left(\frac{4^2 - 1 + 2\,(4^2 - 2^2) + 3\,(4^2 - 3^2)}{4} + \frac{2^2 - 1}{2}\right) G$$

2) $$0 = 4\,M_1 + 14\,M_2 + 18\,G_0 + \left(\frac{30}{2} + \frac{3}{2}\right) G$$

2) $$M_2 = -\frac{2}{7}\,M_1 - \frac{9}{7}\,G_0 - \frac{33}{28}\,G$$

1) $$0 = 14\,M_1 - \frac{8}{7}\,M_1 - \frac{36}{7}\,G_0 - \frac{33}{7}\,G + 9\frac{1}{4}\,G_0 + \frac{33}{2}\,G$$

$$M_1 = -\frac{493}{360}\,G_0 - \frac{11}{12}\,G$$

2) $M_2 = 493 \cdot 2\, G_0 + 11 \cdot 2\, G - \frac{9}{7} G_0 - \frac{33}{28} G$

$$M_2 = -\frac{128}{210} G_0 - \frac{11}{12} G$$

$A\,3 - 3\, G_0 \frac{3}{2} - G\,3 = -\frac{493}{360} G_0 - \frac{11}{12} G \qquad A = \frac{1127}{1080} G_0 + \frac{25}{36} G$

$B\,4 + \frac{1127 \cdot 7}{1080} G_0 + \frac{25 \cdot 7}{36} G - 7\, G_0 \frac{7}{2} - G(6+11) = -\frac{128}{210} G - \frac{11}{12} G$

$$B = \frac{125\,389}{30\,240} G_0 + \frac{101}{36} G$$

$C = 8\, G_0 + \frac{11}{2} G - \left(\frac{1127}{1080} + \frac{125\,389}{30\,240}\right) G_0 - \left(\frac{25}{36} + \frac{101}{36}\right) G$

$$C = \frac{84\,975}{30\,240} G_0 + 2\, G$$

$M_1 = -1{,}369\, G_0 - 6{,}902\, G \qquad A = 1{,}043\, G_0 + 0{,}694\, G$

$M_2 = -0{,}610\, G_0 - 0{,}902\, G \qquad B = 4{,}146\, G_0 + 2{,}806\, G$

$C = 2{,}811\, G_0 + 2{,}000\, G$

$\mathfrak{M}_1$ max im Angriffspunkt von G

1) $\mathfrak{M}_1 = 1{,}043\, G_0 + 0{,}694\, G - 0{,}5\, G_0 \qquad \mathfrak{M}_1 = 0{,}543\, G_0 + 0{,}694\, G.$

$\mathfrak{M}_2$ max in der Mitte

2) $\mathfrak{M}_2 = 1{,}043\, G_0\, 5 + 0{,}694\, G\, 5 + 4{,}146\, G_0\, 2 + 2{,}806\, G\, 2 - G_0 \frac{5^2}{2} - G\, 8$

$$\mathfrak{M}_2 = 1{,}004\, G_0 + 1{,}062\, G.$$

$\mathfrak{M}_3$ max in der Mitte

3) $\mathfrak{M}_3 = 1{,}043\, G_0\, 8 + 0{,}694\, G\, 8 + 4{,}146\, G_0\, 5 + 2{,}806\, G\, 6 + 2{,}811\, G_0 + 2{,}000\, G - G_0 \frac{8^2}{2} - G\, 22$

$$\mathfrak{M}_3 = -0{,}115\, G_0 - 0{,}418\, G.$$

Bewegliche Last P.

1) $0 = 14\, M_1 + 4\, M_2 + 21\, P$

2) $0 = 4\, M_1 + 14\, M_2 + 15\, P$

$M_2 = -\frac{2}{7} M_1 - \frac{15}{14} P$

Abb. 221.

1) $0 = 14\, M_1 - \frac{8}{7} M_1 - \frac{30}{7} P + 21\, P \qquad \mathbf{max}\ \boldsymbol{M_1 = -1{,}3\, P}$

2) $M_2 = \frac{2 \cdot 1{,}3}{7} P - \frac{15}{14} P \qquad M_x = -0{,}7\, P$

$A\,3 - P\,3 = -1{,}3\, P$

$A = 0{,}567\, P$

$B\,4 + \frac{1{,}4}{3} P\,7 - 17\, P = -0{,}7\, P$

max $\boldsymbol{B = 3{,}083\, P}$

Abb. 222.

1) $0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + 15\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 12\,M_2 + 2\,M_3 + 13\,P + 1{,}5\,P$

3) $0 = 2\,M_2 + 12\,M_3 + 4\,M_4 + 1{,}5\,P$

4) $0 = 4\,M_3 + 14\,M_4 + 6\,P$ $\qquad M_4 = -\frac{2}{7}\,M_3 - \frac{3}{7}\,P$

3) $0 = 2\,M_2 + 12\,M_3 - \frac{8}{7}\,M_3 - \frac{12}{7}\,P + 1{,}5\,P$ $\qquad M_3 = -\frac{7}{38}\,M_2 + \frac{1{,}5}{76}\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 12\,M_2 - \frac{7}{19}\,M_2 + \frac{3}{76}\,P + 16{,}5\,P$ $\qquad M_2 = -\frac{76}{221}\,M_1 - \frac{1257}{884}\,P$

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{76 \cdot 4}{221}\,M_1 - \frac{1257}{221}\,P + 15\,P$ $\qquad M_1 = -\frac{343}{465}\,P$

2) $M_2 = \frac{76 \cdot 343}{221}\,P - \frac{1257}{884}\,P$ $\qquad$ $\mathbf{max\ M_2 = -1{,}168\ P}$

3) $M_3 = \frac{7 \cdot 1{,}68}{38}\,P + \frac{15}{76}\,P$ $\qquad M_3 = +0{,}47\,P$

$A\,3 = -\frac{343}{465}$ $\qquad A = -0{,}246\,P$

$B\,4 - 0{,}246\,P\,7 - 6\,P = -1{,}168\,P$ $\qquad B = 1{,}3885\,P$

$C\,2 - 0{,}246\,P\,9 + 1{,}3885\,P\,6 - 13\,P = 0{,}47\,P$

$\mathbf{max\ C = 3{,}677\ P}$

1) $0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + 6\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 12\,M_2 + 2\,M_3$

3) $0 = 2\,M_2 + 12\,M_3 + 4\,M_4 + 15\,P$

Abb. 223.

4) $0 = 4\,M_3 + 14\,M_4 + 15\,P$ $\qquad M_4 = -\frac{2}{7}\,M_3 - \frac{15}{14}\,P$

3) $0 = 2\,M_2 + 12\,M_3 - \frac{8}{7}\,M_3 - \frac{30}{7}\,P + 15\,P$ $\qquad M_3 = -\frac{7}{38}\,M_2 - \frac{75}{46}\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 12\,M_2 - \frac{7}{19}\,M_2 - \frac{75}{38}\,P$ $\qquad M_2 = -\frac{76}{221}\,M_1 + \frac{75}{442}\,P$

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{304}{221}\,M_1 + \frac{300}{442}\,P + 6\,P$ $\qquad M_1 = -\frac{82}{155}\,P$

2) $M_2 = \frac{79 \cdot 82}{221 \cdot 155}\,P + \frac{75}{442}\,P$ $\qquad$ $\mathbf{min\ M_2 = +0{,}352\ P}$

3) $M_3 = -\frac{7 \cdot 0{,}352}{38}\,P - \frac{75}{76}\,P$ $\qquad M_3 = -1{,}052\,P$

$A\,3 - P\,3 = -\frac{82}{155}\,P$ $\qquad A = 0{,}824\,P$

$B\,4 + 0{,}824 \cdot 7\,P - 11\,P = 0{,}352\,P$ $\qquad B = 1{,}396\,P$

$C\,2 + 0{,}824 \cdot 9\,P + 1{,}396 \cdot 6\,P - 15\,P = -1{,}052\,P$

$\mathbf{min\ C = -0{,}922\ P}$

1) $0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + 6\,P$

2) $0 = 4\,M + 14\,M_2 + 1{,}5\,P$ $\qquad M_2 = -\frac{2}{7}\,M_1 - \frac{15}{140}\,P$

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{8}{7}$

$M_1 - \frac{3}{7}\,P + 6\,P$

$M_1 = -\frac{13}{30}\,P$

Abb. 224.

2) $M_2 = \frac{2 \cdot 13}{7 \cdot 30}\,P - \frac{15}{140}\,P$ $\qquad M_2 = +\frac{1}{60}\,P$

$A\,3 - P\,3 = \frac{13}{30}\,P$ $\qquad$ **$\max A = \frac{77}{90}\,P = 0{,}856\,P$**

$B\,4 + \frac{77 \cdot 7}{90}\,P - 11\,P = \frac{1}{60}\,P$ $\qquad B = \frac{187}{144}\,P$

$C = 2{,}5\,P - \frac{77}{90}\,P - \frac{181}{144}\,P$ $\qquad C = -\frac{31}{81}\,P$

$\max \mathfrak{M}_1 = 0{,}856\,P$

$\mathfrak{M}_2$ min für die Mitte

$\mathfrak{M}_2 = \left(\frac{87}{90} \cdot 5 + \frac{181}{144} \cdot 2 - 7\right) P = -\frac{5}{24}\,P$

$\min \mathfrak{M}_2 = -0{,}208\,P$

$\mathfrak{M}_3 = \left(\frac{77}{90} \cdot 8 + \frac{181}{144} \cdot 5 - \frac{31}{80} - 13\right) P = -\frac{31}{120}\,P$

$\max \mathfrak{M}_3 = -0{,}258\,P$

1) $0 = 14\,M_1 + 4\,M_2 + 15\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 14\,M_2 + 15\,P$

$M_2 = -\frac{2}{7}\,M_1 - \frac{15}{14}\,P$

Abb. 225.

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{8}{7}\,M_1 - \frac{30}{7}\,P + 15\,P$ $\qquad M_1 = -\frac{5}{6}\,P$

2) $M_2 = \frac{10}{42}\,P - \frac{15}{14}\,P$ $\qquad M_2 = -\frac{5}{6}\,P$

$A \cdot 3 = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad$ **$\min A = -\frac{5}{18}\,P = -0{,}278\,P$**

$B \cdot 4 - \frac{5}{18} \cdot 7\,P - 6\,P = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad B = \frac{16}{19}\,P$

$C = 3\,P + \frac{5}{18}\,P - \frac{16}{9}\,P$ $\qquad C = \frac{3}{2}\,P$

$\mathfrak{M}_1$ für $\frac{1}{3}\,l_1$ $\qquad$ **$\min \mathfrak{M}_1 = -0{,}278\,P$**

$\mathfrak{M}_2 = \left(-\frac{5}{18} \cdot 5 + \frac{16}{9} \cdot 2 - 1\right) P = \frac{7}{6}\,P$ $\qquad$ **$\max \mathfrak{M}_2 = 1{,}167\,P$**

$\mathfrak{M}_3 = \left(-\frac{5}{18} \cdot 8 + \frac{16}{9} + \frac{3}{2} - 9\right) P = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad$ **$\min \mathfrak{M}_3 = -0{,}833\,P.$**

Zusammenstellung.

	max	min
$M_1 =$	$-(1{,}369\,G_0 + 0{,}902\,G + 1{,}300\,P)\,\lambda$	— bleibt negativ
$M_2 =$	$-(0{,}610\,G_0 + 0{,}902\,G + 1{,}168\,P)\,\lambda$	$-(\,.\,.\,.\,.\,.+.\,.\,.\,.\,.-0{,}352\,P)\,\lambda$
$\mathfrak{M}_1 =$	$(0{,}543\,G_0 + 0{,}694\,G + 0{,}856\,P)\,\lambda$	$(\,.\,.\,.\,.\,.+.\,.\,.\,.\,.-0{,}278\,P)\,\lambda$
$\mathfrak{M}_2 =$	$(1{,}007\,G_0 + 1{,}062\,G + 1{,}167\,P)\,\lambda$	$(\,.\,.\,.\,.\,.+.\,.\,.\,.\,.-0{,}208\,P)\,\lambda$
$\mathfrak{M}_3 =$	$(-0{,}115\,G_0 - 0{,}418\,G - 0{,}258\,P)\,\lambda$	$(\,.\,.\,.\,.\,.-.\,.\,.\,.\,.-0{,}833\,P)\,\lambda$
$A =$	$+1{,}043\,G_0 + 0{,}694\,G + 0{,}856\,P$	$.\,.\,.\,.\,.+.\,.\,.\,.\,.-0{,}278\,P$
$B =$	$4{,}146\,G_0 + 2{,}806\,G + 3{,}083\,P$	
$C =$	$2{,}811\,G_0 + 2{,}000\,G + 3{,}677\,P$	$.\,.\,.\,.\,.+.\,.\,.\,.\,.-0{,}922\,P$

$$G_0)\quad 0{,}45 \cdot 0{,}40 \cdot \frac{2400}{1000} \cdot 1{,}30 = 0{,}56\ \text{t}$$

G) Platte . . . . $= 510$ kg
Rippe: $0{,}18 \cdot 0{,}30 \cdot 2400$ . . . . $= 130$ „
p/m $= 640$ kg

1. Feld $0{,}64 \cdot 4{,}00 = G = 2{,}56$ t
P) $1{,}56 \cdot 4{,}00$ . . . . $= 6{,}24$ t

max

1) $M_1 = -(1{,}369 \cdot 0{,}56 + 0{,}902 \cdot 2{,}56 + 1{,}300 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = -14{,}54$ mt
2) $M_2 = -(0{,}610 \cdot 0{,}56 + 0{,}902 \cdot 2{,}56 + 1{,}168 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = -12{,}92$ „
3) $\mathfrak{M}_1 = (0{,}543 \cdot 0{,}56 + 0{,}694 \cdot 2{,}56 + 0{,}856 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = 9{,}62$ „
4) $\mathfrak{M}_2 = (1{,}007 \cdot 0{,}56 + 1{,}062 \cdot 2{,}56 + 1{,}167 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = 13{,}73$ „
5) $\mathfrak{M}_3 = (-0{,}115 \cdot 0{,}56 - 0{,}418 \cdot 2{,}56 - 0{,}258 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = -3{,}57$ „
6) $A = 1{,}043 \cdot 0{,}56 + 0{,}694 \cdot 2{,}56 + 0{,}856 \cdot 6{,}24 = 7{,}608$ t
7) $B = 4{,}146 \cdot 0{,}56 + 2{,}806 \cdot 2{,}56 + 3{,}083 \cdot 6{,}24 = 28{,}74$ „
8) $C = 2{,}811 \cdot 0{,}56 + 2{,}000 \cdot 2{,}56 + 3{,}677 \cdot 6{,}24 = 29{,}94$ „

min

1) $M_1 =$
2) $M_2 = -(0{,}610 \cdot 0{,}56 + 0{,}902 \cdot 2{,}56 - 0{,}352 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = -0{,}59$ mt
3) $\mathfrak{M}_1 = (0{,}543 \cdot 0{,}56 + 0{,}694 \cdot 2{,}56 - 0{,}278 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = +0{,}45$ „
4) $\mathfrak{M}_2 = (1{,}007 \cdot 0{,}56 + 1{,}062 \cdot 2{,}56 - 0{,}208 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = +2{,}58$ „
5) $\mathfrak{M}_3 = (-0{,}115 \cdot 0{,}56 - 0{,}418 \cdot 2{,}56 - 0{,}833 \cdot 6{,}24) \cdot 1{,}3 = -8{,}07$ „
6) $A = 1{,}043 \cdot 0{,}56 + 0{,}694 \cdot 2{,}56 - 0{,}278 \cdot 6{,}24 = +0{,}63$ t
7) $C = 2{,}811 \cdot 0{,}56 + 2{,}000 \cdot 2{,}56 - 0{,}922 \cdot 6{,}24 = +0{,}94$ „

$\mathfrak{M}_2 = 137\,300$ cmkg (Abb. 226)

$b = \frac{520}{3}$ cm

$d = 60$ cm; Stäbe 13 mm R.-E.

$h = 60 - 2{,}8 = 57{,}2$ cm

$\sigma_b = 40 - 14{,}7 = 25{,}3$ kg/cm² zulässig;

17 Stäbe 13 mm R.-E., $F_e = 22{,}56$ cm²

$$x = \frac{15 \cdot 22{,}56 \cdot 3}{520}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 520 \cdot 57{,}2}{15 \cdot 22{,}56 \cdot 3}}\right] = 13\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot 2 \cdot 1373000}{520\left(57{,}2 - \frac{13}{3}\right) \cdot 13} = 23\ \text{kg/cm}^2$$

Abb. 226.

$$\sigma_e = \frac{1373000}{22,56\left(57,2 - \frac{13}{3}\right)} = 1151 \text{ kg/cm}^2$$

$\mathfrak{M}_1 = 962000$ cmkg (Abb. 227)

$b = \frac{390}{3} = 130$ cm

Stäbe 13 mm R.-E. $d = 6$ cm

$h = 60 - 2 = 58$ cm

11 Stäbe 13 mm R.-E., $F_e = 14,60$ cm²

$$x = \frac{15 \cdot 14,6}{130}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 130 \cdot 58}{15 \cdot 14,6}}\right] = 12,4 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 962000}{130 \cdot 12,4\left(58 - \frac{12,4}{3}\right)} = 22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{962000}{14,6\left(58 - \frac{12,4}{3}\right)} = 1224 \text{ kg/cm}^2$$

$M_1 = -1454000$ cmkg (Abb. 228)

$b = 32$ cm

17 Stäbe 13 mm R.-E., $F_e = 22,56$ cm²

$d = 84$ cm

$h = 84 - 2,7 = 81,3$ cm

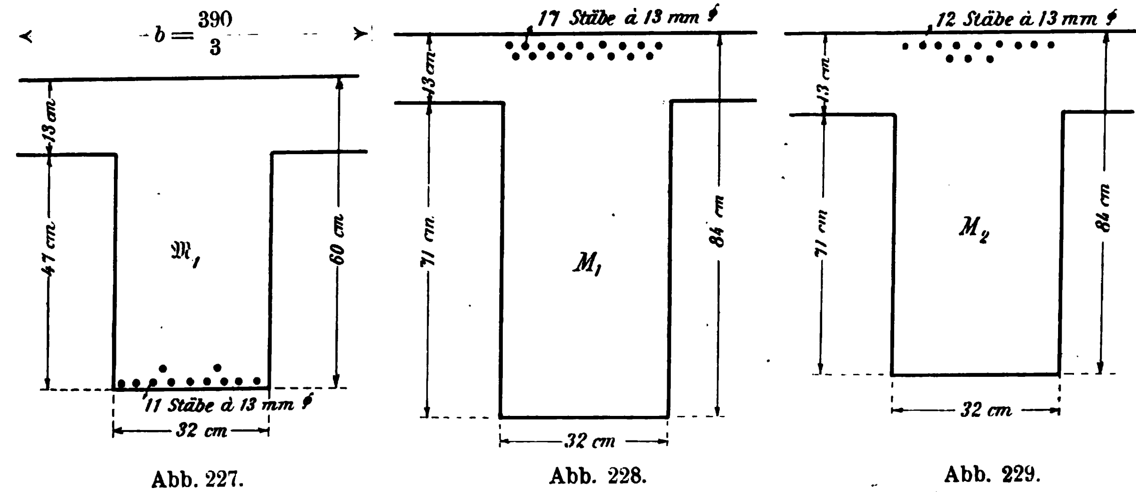


Abb. 227. Abb. 228. Abb. 229.

$$x = \frac{15 \cdot 22,56}{32}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 32 \cdot 81,3}{15 \cdot 22,56}}\right] = 32,22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1454000}{32 \cdot 32,22\left(81,3 - \frac{32,22}{3}\right)} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1454000}{22,56\left(81,3 - \frac{32,22}{3}\right)} = 713 \text{ kg/cm}^2$$

$M_2 = -1292000$ cmkg (Abb. 229)

$h = 84 - 2,3 = 81,7$ cm

12 Stäbe 13 mm R.-E., $F_e = 15{,}82$ cm²

$b = 32$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 15{,}82}{32}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 22 \cdot 81{,}7}{15 \cdot 15{,}82}}\right] = 28{,}17 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1292000}{32 \cdot 28{,}17\left(81{,}7 - \frac{28{,}17}{3}\right)} = 39{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1292000}{15{,}82\left(81{,}7 - \frac{28{,}17}{3}\right)} = 1130 \text{ kg/cm}^2$$

$\min \mathfrak{M}_3 = -807000$ cmkg

$\max \mathfrak{M}_3 = -357000$ „

Die Höhe für die Auflagermomente M_2 soll beibehalten werden, dann können die Stäbe bis zur Mitte herabgemindert werden auf $F_e = 10{,}07$ cm², d. s. 8 Stäbe 13 mm R.-E. $= 10{,}61$ cm², welche Eisenfläche dem Moment $\mathfrak{M}_3$ genügt:

$$x = \frac{15 \cdot 10{,}62}{32}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 32 \cdot 81{,}7}{15 \cdot 10{,}62}}\right] = 23{,}97 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 807\,000}{32 \cdot 23{,}97\left(81{,}7 - \frac{23{,}97}{3}\right)} = 28{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{807\,000}{10{,}62\left(81{,}7 - \frac{23{,}97}{3}\right)} = 1038 \text{ kg/cm}^2.$$

Die 12 Stäbe, welche für M_2 erforderlich sind, werden ohne Unterbrechung durchgeführt.

Feld 1. (Abb. 230.)

Zu $\mathfrak{M}_1 = 962\,000$ cmkg.

$V_1 = \max A = 7700$ kg.

$$7700\,(390 - \xi) - \frac{560\,(390 - \xi)^2}{130 \cdot 2} - 8800\,(130 - \xi + 260 - \xi) = 0.$$

$\xi = 37$ cm.

$$V_2 = \frac{560}{130} \cdot \frac{353}{2} + \frac{8800 \cdot 3 \cdot 130}{353} = 10\,480 \text{ kg.}$$

Der Scherwiderstand des Balkens ist $S_W = 32 \cdot 60 \cdot 4{,}5$ kg $= 8640$ kg, größter V_1 und kleiner V_2, bei A sind hiergegen Vorkehrungen nicht erforderlich.

Abb. 230.

Haftspannung für V_1:

Für V_1 erforderlich U aus (vergl. S. 132, $\mathfrak{M}_1$ und Abb. 227):

$$V_1 = 7700 = U\,4{,}5\left(58 - \frac{12{,}4}{3}\right)$$

$$U = \frac{7700 \cdot 3}{4{,}5 \cdot 161{,}6} = 31{,}77 \text{ cm.}$$

11 Stäbe 13 mm Durchm. $U = 44{,}93$ cm

disponibel $= 13{,}16$ cm

1 Stab $U_0 = 4{,}08$ cm

disponibel $n = \frac{13{,}16}{4{,}08} = 3$ Stäbe.

Schubspannung für V_1:

$$\tau_0 = \frac{7700}{32 \cdot \left(58 - \frac{12,4}{3}\right)} = \frac{7700 \cdot 3}{32 \cdot 161,6} = 4,47 \text{ kg/cm}^2.$$

Armierung nicht erforderlich.

Haftspannung für V_2:

$$V_2 = 10\,480 \text{ kg}$$

$$U = \frac{10\,480 \cdot 3}{4,5 \cdot 161,6} = 43,23 \text{ cm}$$

vorhanden $U = 44,93$ cm

disponibel 1,70 cm.

Danach müssen alle Stäbe unten bleiben.

Diese 11 Stäbe dürfen erst innerhalb der ξ emporgebogen werden.

Schubspannung für V_2:

$$\tau_0 = \frac{10\,480 \cdot 3}{32 \cdot 161,6} = 6,08 \text{ kg}$$

$$V_x = \frac{10\,480 \cdot 4,5}{6,08} = 7760 \text{ kg}.$$

Der Punkt, in welchem die Querkraft diesen Wert erreicht, liegt x cm vom A-Auflager.

Dann ist:

$$7760\,x = 8800 \cdot 130 + \frac{56}{13} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 154 \text{ cm}$$

$$l = 353 - 154 = 199 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{32 \cdot 199}{2\sqrt{2}}\,(6,08 - 4,5) = 3560 \text{ kg}.$$

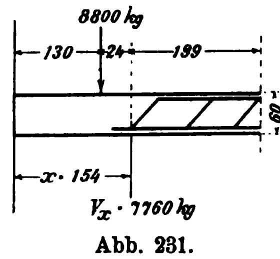


Abb. 231.

1 Stab 13 mm Durchm. = 1,33 · 1200 = 1596 kg, 3 von den 17 Stäben über der Stütze werden in dieser Strecke nach unten abgebogen.

V_2 (vergl. S. 133)	10 480 kg
Scherwiderstand	— 8 640 kg
Überschuß	1 840 kg.

$$Z_2 = 1840\sqrt{2} = 2580 \text{ kg}.$$

2 Stäbe werden im Wendepunkt abwärts gebogen.

Querkraft an der Stütze:

$$V_3 = 10\,480 + \frac{560}{130} \cdot 37 = 10\,640 \text{ kg}$$

$$S_W = 32 \cdot 84 \cdot 4,5 = 12\,100 \text{ kg}$$

$$\min \mathfrak{M}_1 = 45\,000 \text{ cmkg}$$

$$\min A = 630 \text{ kg}$$

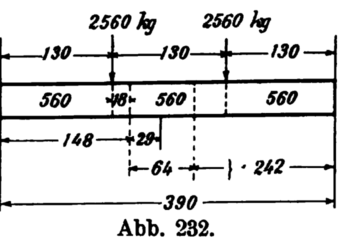


Abb. 232.

$$630\,\lambda - \frac{56}{13} \cdot \frac{\lambda^2}{2} - 2560\,(\lambda - 130) = 0$$

$$\lambda = 148 \text{ cm}$$

$$\xi = 390 - 148 = 242 \text{ cm}$$

$$V = \frac{560}{130} \cdot \frac{148}{2} + \frac{2560 \cdot 130}{148} = 2570 \text{ kg}.$$

1 Stab wird bis auf 242 cm geführt (Abb. 233). Dieser genügt für ein Biegungsmoment aus

$$(h = 60 - 1{,}7 = 58{,}3 \text{ cm}).$$

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}33}{32}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 32 \cdot 58{,}3}{15 \cdot 1{,}33}}\right] = 2{,}1 \text{ cm}$$

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{2{,}1 \cdot 32 \cdot 40}{2}\left(58{,}3 - \frac{2{,}1}{3}\right) = 77\,400 \text{ cmkg}$$

$$77\,400 = 2570\,y + \frac{56}{13} \cdot \frac{y^2}{2}$$

$$y_1 = 29 \text{ cm}.$$

Abb. 233.

1 Stab bis auf 213 cm, 2 Stäbe Biegungsmoment $\mathfrak{M}_2$ aus

$$x = \frac{15 \cdot 2{,}65}{32}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 32 \cdot 58{,}3}{15 \cdot 2{,}65}}\right] = 10{,}86 \text{ cm}$$

$$\mathfrak{M}_2 = 2{,}65 \cdot 1200\left(58{,}3 - \frac{10{,}86}{3}\right) = 174\,000 \text{ cmkg}$$

$$174\,000 = 2570\,y_2 + \frac{56}{13} \cdot \frac{y_2^2}{2}$$

$$y_2 = 64 \text{ cm}.$$

1 Stab bis auf 178 cm. In 10 cm weiter häufen sich die Stäbe schon auf 4, so daß weitere Rechnung erübrigt.

Feld 2. (Abb. 234.)

$$\max \mathfrak{M}_2 = 1\,373\,000 \text{ cmkg}.$$

Bei $\mathfrak{M}_2$ max wird:

min $A = 630$ kg (vergl. S. 131).

$$B = 4{,}416 \cdot 0{,}56 + 2{,}806 \cdot 2{,}56 + \frac{16}{9} \cdot 6{,}24 = 20{,}75 \text{ t} = 20\,750 \text{ kg}$$

$$630\,(390 + \xi) + 20\,750\,\xi + \frac{560}{130}\left(\frac{390 + \xi}{2}\right)^2 - 2560\,(130 + \xi + 260 + \xi) = 0$$

$$\xi_1 = 15 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{560\,\lambda}{130 \cdot 2} + 3 \cdot 8800 - \frac{8000\,(115 + 130)\,3}{\lambda}$$

$$V_1 = \frac{28}{13}\lambda + 26400 - \frac{6468000}{\lambda}$$

$$\max \mathfrak{M}_2 = 1373 = \left(\frac{28}{13}\lambda + 26\,400 - \frac{6\,468\,000}{\lambda}\right)245 - \frac{56}{13} \cdot \frac{245^2}{2} - 8800 \cdot 130$$

$$\lambda = 393 \text{ cm}$$

$$\xi_2 = 520 - (393 + 15) = 112 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{28}{13} \cdot 393 + 26400\,\frac{6\,468\,000}{393} = 10790 \text{ kg}$$

$$V_2 = \frac{28}{13} \cdot 393 + 26400 - 10790 = 16456 \text{ kg}.$$

2) $M_2 = 493 \cdot 2\, G_0 + 11 \cdot 2\, G - \frac{9}{7}\, G_0 - \frac{33}{28}\, G$

$$M_2 = -\frac{128}{210}\, G_0 - \frac{11}{12}\, G$$

$A\,3 - 3\, G_0 \frac{3}{2} - G\,3 = -\frac{493}{360}\, G_0 - \frac{11}{12}\, G \qquad A = \frac{1127}{1080}\, G_0 + \frac{25}{36}\, G$

$B\,4 + \frac{1127 \cdot 7}{1080}\, G_0 + \frac{25 \cdot 7}{36}\, G - 7\, G_0 \frac{7}{2} - G\,(6 + 11) = -\frac{128}{210}\, G - \frac{11}{12}\, G$

$$B = \frac{125\,389}{30\,240}\, G_0 + \frac{101}{36}\, G$$

$C = 8\, G_0 + \frac{11}{2}\, G - \left(\frac{1127}{1080} + \frac{125\,389}{30\,240}\right) G_0 - \left(\frac{25}{36} + \frac{101}{36}\right) G$

$$C = \frac{84\,975}{30\,240}\, G_0 + 2\, G$$

$M_1 = -1{,}369\, G_0 - 6{,}902\, G \qquad A = 1{,}043\, G_0 + 0{,}694\, G$

$M_2 = -0{,}610\, G_0 - 0{,}902\, G \qquad B = 4{,}146\, G_0 + 2{,}806\, G$

$C = 2{,}811\, G_0 + 2{,}000\, G$

$\mathfrak{M}_1$ max im Angriffspunkt von G

1) $\mathfrak{M}_1 = 1{,}043\, G_0 + 0{,}694\, G - 0{,}5\, G_0 \qquad \mathfrak{M}_1 = 0{,}543\, G_0 + 0{,}694\, G.$

$\mathfrak{M}_2$ max in der Mitte

2) $\mathfrak{M}_2 = 1{,}043\, G_0\, 5 + 0{,}694\, G\, 5 + 4{,}146\, G_0\, 2 + 2{,}806\, G\, 2 - G_0 \frac{5^2}{2} - G\, 8$

$$\mathfrak{M}_2 = 1{,}004\, G_0 + 1{,}062\, G.$$

$\mathfrak{M}_3$ max in der Mitte

3) $\mathfrak{M}_3 = 1{,}043\, G_0\, 8 + 0{,}694\, G\, 8 + 4{,}146\, G_0\, 5 + 2{,}806\, G\, 6 + 2{,}811\, G_0 + 2{,}000\, G - G_0 \frac{8^2}{2} - G\, 22$

$$\mathfrak{M}_3 = -0{,}115\, G_0 - 0{,}418\, G.$$

Bewegliche Last P.

1) $0 = 14\, M_1 + 4\, M_2 + 21\, P$

2) $0 = 4\, M_1 + 14\, M_2 + 15\, P$

$M_2 = -\frac{2}{7}\, M_1 - \frac{15}{14}\, P$

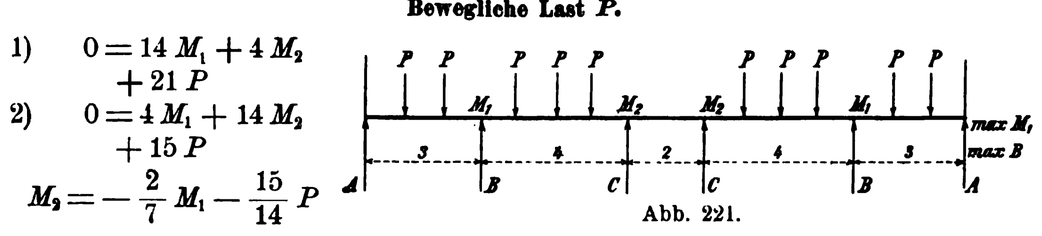


Abb. 221.

1) $0 = 14\, M_1 - \frac{8}{7}\, M_1 - \frac{30}{7}\, P + 21\, P \qquad$ **max $M_1 = -1{,}3\, P$**

2) $M_2 = \frac{2 \cdot 1{,}3}{7}\, P - \frac{15}{14}\, P \qquad M_x = -0{,}7\, P$

$A\,3 - P\,3 = -1{,}3\, P$

$A = 0{,}567\, P$

$B\,4 + \frac{1{,}4}{3}\, P\,7 - 17\, P = -0{,}7\, P$

max $B = 3{,}083\, P$

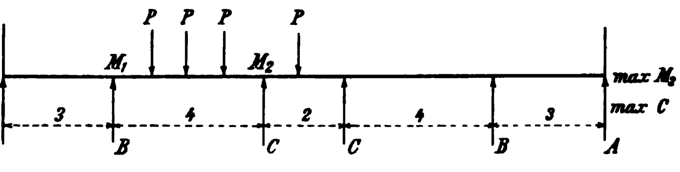


Abb. 222.

Die Querkraft am Auflager ist

$$V_0 = 16640 + (130 - 18)\,\frac{56}{13} = 17120 \text{ kg}$$

$$S_W \;\ldots\ldots\ldots = -\,12100 \text{ „}$$

$$\overline{5020 \text{ kg}}$$

$$Z_2 = 5020\sqrt{2} = 7030 \text{ kg}$$

$$n = \frac{7030}{1596} = 5 \text{ Stäbe.}$$

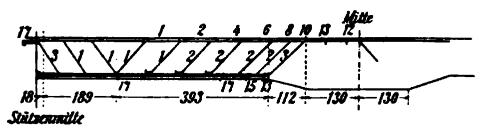


Abb. 237.

Stützen.

1. Dachlast $= \frac{4,0 + 5,2}{2} \cdot 250 \cdot 4 = 4600$ kg;

Decke Gesamtlast für 1 m²

$$1592 + \left(\frac{0,18 \cdot 0,30}{1,30} + \frac{0,32 \cdot 0,47}{4}\right) \cdot 2400 = 1782 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{3,9 + 5,2}{2} \cdot 4 = 18,2 \text{ m}^2$$

1782 · 18,2	= 32400 kg
für Eigengewicht der Stütze durchschnittlich	= 1600 „
für ein Geschoß Zuwachs	= 34000 kg
Dachlast rund	= 5000 „
4. Stock	= 39000 kg.

4. Stock: 4 Stäbe 20 mm R.-E., $F_e = 12,57$ cm², für die oberste Stütze $\sigma_b = 30$ kg/cm²

$$F_b = \frac{39000 - 12,57 \cdot 450}{30} = 1111 \text{ cm}^2$$

34² cm = 1156 cm².

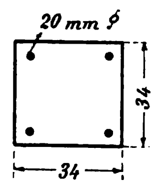


Abb. 238.

3. Stock:

4. Stock	= 39000 kg
3. „	= 34000 „
	Se. 73000 kg.

4 Stäbe 24 mm R.-E., $F_e = 18,1$ cm², $\sigma_b = 40$ kg/cm²

$$F_b = \frac{73000 - 18,1 \cdot 600}{40} = 1544 \text{ cm}^2.$$

Gewählt 40² cm = 1600 cm².

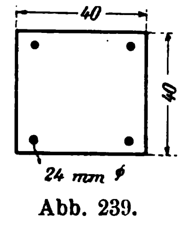


Abb. 239.

2. Stock:

3. Stock	= 73000 kg
2. „	= 34000 „
	Se. 107000 kg

6 Stäbe 24 mm R.-E., $F_e = 27,14$ cm²

$$F_b = \frac{107000 - 27,14 \cdot 600}{40} = 2268 \text{ cm}^2$$

angewendet 48² cm = 2304 cm².

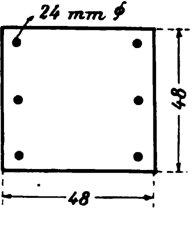


Abb. 240.

1. Stock:

2. Stock	= 107000 kg
1. „	= 34000 „
	Se. 141000 kg

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{8}{7}$

$M_1 - \frac{3}{7}\,P + 6\,P$

$M_1 = -\frac{13}{30}\,P$

Abb. 224.

2) $M_2 = \frac{2\cdot 13}{7\cdot 30}\,P - \frac{15}{140}\,P$ $\qquad M_2 = +\frac{1}{60}\,P$

$A\,3 - P\,3 = \frac{13}{30}\,P$ $\qquad$ **$\max A = \frac{77}{90}\,P = 0{,}856\,P$**

$B\,4 + \frac{77\cdot 7}{90}\,P - 11\,P = \frac{1}{60}\,P$ $\qquad B = \frac{187}{144}\,P$

$C = 2{,}5\,P - \frac{77}{90}\,P - \frac{181}{144}\,P$ $\qquad C = -\frac{31}{81}\,P$

$\max \mathfrak{M}_1 = 0{,}856\,P$

$\mathfrak{M}_2$ min für die Mitte

$$\mathfrak{M}_2 = \left(\frac{87}{90}\cdot 5 + \frac{181}{144}\cdot 2 - 7\right)P = -\frac{5}{24}\,P$$

$\min \mathfrak{M}_2 = -0{,}208\,P$

$$\mathfrak{M}_3 = \left(\frac{77}{90}\cdot 8 + \frac{181}{144}\cdot 5 - \frac{31}{80} - 13\right)P = -\frac{31}{120}\,P$$

$\max \mathfrak{M}_3 = -0{,}258\,P$

1) $0 = 14\,M_2 + 4\,M_2 + 15\,P$

2) $0 = 4\,M_1 + 14\,M_2 + 15\,P$

$M_2 = -\frac{2}{7}\,M_1 - \frac{15}{14}\,P$

Abb. 225.

1) $0 = 14\,M_1 - \frac{8}{7}\,M_1 - \frac{30}{7}\,P + 15\,P$ $\qquad M_1 = -\frac{5}{6}\,P$

2) $M_2 = \frac{10}{42}\,P - \frac{15}{14}\,P$ $\qquad M_2 = -\frac{5}{6}\,P$

$A\cdot 3 = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad$ **$\min A = -\frac{5}{18}\,P = -0{,}278\,P$**

$B\cdot 4 - \frac{5}{18}\cdot 7\,P - 6\,P = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad B = \frac{16}{19}\,P$

$C = 3\,P + \frac{5}{18}\,P - \frac{16}{9}\,P$ $\qquad C = \frac{3}{2}\,P$

$\mathfrak{M}_1$ für $\frac{1}{3}\,l_1$ $\qquad$ **$\min \mathfrak{M}_1 = -0{,}278\,P$**

$\mathfrak{M}_2 = \left(-\frac{5}{18}\cdot 5 + \frac{16}{9}\cdot 2 - 1\right)P = \frac{7}{6}\,P$ $\qquad$ **$\max \mathfrak{M}_2 = 1{,}167\,P$**

$\mathfrak{M}_3 = \left(-\frac{5}{18}\cdot 8 + \frac{16}{9} + \frac{3}{2} - 9\right)P = -\frac{5}{6}\,P$ $\qquad$ **$\min \mathfrak{M}_3 = -0{,}833\,P.$**

verein im Jahre 1904 herausgegebenen Leitsätzen für die Ausführung von Eisenbetonbauten.

Als zulässige Beanspruchungen wurden zugrundegelegt:

für Eisen $\sigma_e = 1000$ kg/cm²

„ Beton $\sigma_b = 40$ kg/cm².

Bei einem Mischungsverhältnis 1:3:3 wird eine Mindestfestigkeit von 200 kg/cm² garantiert; es ist also mindestens fünffache Sicherheit vorhanden.



Abb. 245. Automobilhalle Opel, Rüsselsheim; Erdgeschoß, ausgeführt von Dyckerhoff u. Widmann, Biebrich.

1. Dachgeschoß.

a) Platte $4{,}7 \cdot 4{,}7$ m², $d = 8$ cm.

Eigengewicht $g = 0{,}08 \cdot 2400 = 192$ kg/m², Nutzlast $p = 100$ kg/m².

$$M^g_{\max} = \frac{192 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{48} = +\,8840 \text{ cmkg}$$

$$M^g_{\min} = -\,17\,680 \text{ cmkg}$$

$$M^p_{\substack{\max\\ \min}} = \frac{100 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{20} = \pm\,11\,030 \text{ cmkg}$$

$$M^{g+p}_{\max} = +\,19\,870 \text{ cmkg}$$

$$M^{g+p}_{\min} = -\,28\,700 \text{ cmkg.}$$

In Plattenmitte:

$h = 6{,}6$ cm, $F_e = 10$ R.-E. 8 mm $= 5{,}02$ cm² für 1 lfd. m

$$x = \frac{15 \cdot 5{,}02}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 6{,}6}{15 \cdot 5{,}02}}\right] = 2{,}48 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 19\,870}{100 \cdot 2{,}48\left(6{,}6 - \frac{2{,}48}{3}\right)} = \mathbf{27{,}8 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_e = \frac{19\,870}{5{,}02 \cdot 5{,}77} = \mathbf{690 \text{ kg/cm}^2}.$$

Am Auflager:

$h = 6{,}6$ cm, $h' = 1{,}4$ cm, symmetrisch armiert, $F_e = F_e' = 5{,}02$ cm² für 1 lfd. m, $b = 100$ cm

$$x = -\frac{30 \cdot 2 \cdot 5{,}02}{2 \cdot 100} + \sqrt{2{,}26 + \frac{30}{100} \cdot 5{,}02 \cdot 8{,}0} = 2{,}28 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 2{,}28 \cdot 28\,710}{100 \cdot 2{,}28^2 \cdot (3 \cdot 6{,}6 - 2{,}28) + 6 \cdot 15 \cdot 5{,}02 \cdot (2{,}28 - 1{,}4) \cdot (6{,}6 - 1{,}4)} = \mathbf{35{,}2\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{35{,}2 \cdot 15 \cdot 4{,}32}{2{,}28} = \mathbf{1000\ kg/cm^2}.$$

b) **Längsträger** 25/27 cm, **Träger auf** ∞ vielen **Stützen** (vergl. **Abb.** 246 u. 247).

$$Q = \frac{4{,}7^2}{2} \cdot 292 = 3220 \text{ kg}$$

$$g = 0{,}25 \cdot 0{,}20 \cdot 2400 = 120 \text{ kg für 1 lfd. m}$$

$$M^0_{g+Q} = \frac{120 \cdot 4{,}7^2}{8} \cdot 100 + \frac{3220 \cdot 465}{6} = 33\,200 + 250\,000 = 283\,200 \text{ cmkg}$$

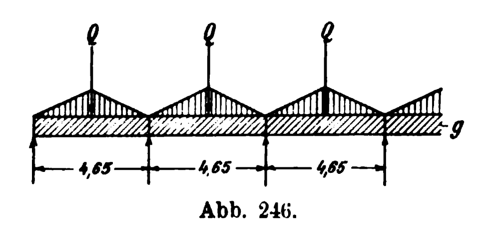


Abb. 246.

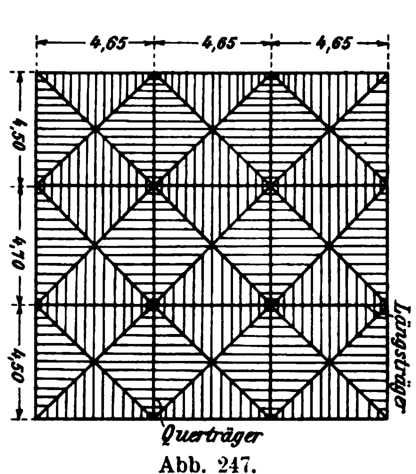


Abb. 247.

$$M_{max} = \frac{0{,}078}{0{,}125} M^0 = 177\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{min} = \frac{0{,}106}{0{,}125} M^0 = 240\,000 \text{ cmkg}.$$

In Balkenmitte

$h = 24$ cm, $F_e = 4$ R.-E. 16 mm $= 8{,}04$ cm²

$$x = \frac{30 \cdot 24 \cdot 8{,}04 + 150 \cdot 8^2}{2 \cdot (15 \cdot 8{,}04 + 150 \cdot 8)} = 5{,}83 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 177\,000}{5{,}83 \cdot 150 \cdot 22} = \mathbf{18{,}4\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{177\,000}{8{,}04 \cdot 22} = \mathbf{1000\ kg/cm^2}.$$

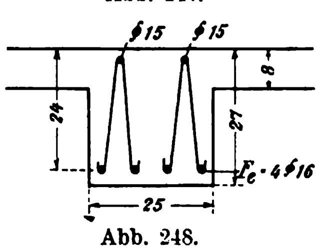


Abb. 248.

Am Auflager

$h = 37$ cm, $h' = 3$ cm, $F_e = F_e' = 8{,}04$ cm²

$$x = -\frac{30 \cdot 8{,}04 \cdot 2}{25 \cdot 2} + \sqrt{\frac{16 \cdot 225 \cdot 8{,}04^2}{4 \cdot 625} + \frac{120}{4 \cdot 25} 40 \cdot 8{,}04} = 12{,}3 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 240\,000 \cdot 12{,}3}{25 \cdot 12{,}3^2 \cdot 98{,}7 + 90 \cdot 8{,}04 \cdot 9{,}3 \cdot 34} = \mathbf{29{,}5\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{29{,}5 \cdot 24{,}7 \cdot 15}{12{,}3} = \mathbf{888\ kg/cm^2}.$$

c) **Querträger** 30/40 cm, **Träger auf** 3 **Stützen, Belastungsbreite** 4,65 m.

Belastung $g = 0{,}08 \cdot 4{,}65 \cdot 2400 =$ 895 kg für 1 lfd. m
Eigenlast $g = 0{,}3 \cdot 0{,}32 \cdot 2400 =$ 231 „ „ 1 „ „
Nutzlast $p = 4{,}65 \cdot 100 =$ 465 „ „ 1 „ „
$g + g + p = 895 + 231 + 465 = 1591$ „ „ 1 „ „

$$M_{min} = 0{,}125 \cdot 1591 \cdot 7{,}2^2 \cdot 100 = 1\,034\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{max} = 0{,}0703 \cdot 7{,}2^2 \cdot 1591 \cdot 100 = 580\,000 \text{ cmkg}.$$

In Trägermitte (vergl. Abb. 250)

$h = 37$ cm, $F_e = 4$ R.-E. 23 mm $= 16{,}6$ cm², $b = 240$ cm

$$x = \frac{30 \cdot 37 \cdot 16{,}6 + 240 \cdot 8^2}{2\,(15 \cdot 16{,}6 + 240 \cdot 8)} = 7{,}75 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 580\,000}{240 \cdot 7{,}75 \cdot 34{,}4} = \mathbf{18{,}1\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{580\,000}{16{,}6 \cdot 34{,}4} = \mathbf{1015\ kg/cm^2.}$$

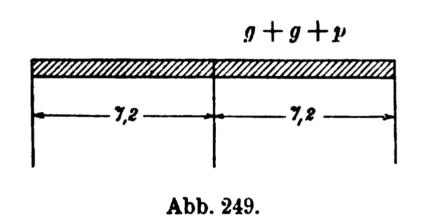


Abb. 249.

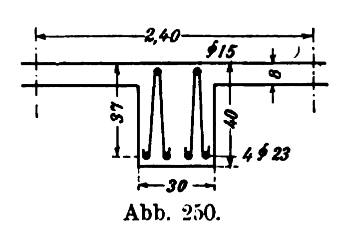


Abb. 250.

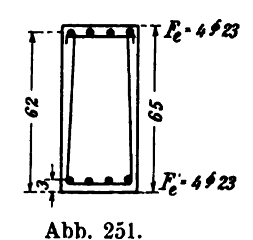


Abb. 251.

Am Auflager (vergl. Abb. 251)

$h = 62$ cm, $h' = 3$ cm, $F_e = F_e' = 16{,}6$ cm², $b = 30$ cm

$$x = -\frac{30 \cdot 16{,}6 \cdot 2}{30 \cdot 2} + \sqrt{\frac{16 \cdot 225 \cdot 16{,}6^2}{4 \cdot 900} + \frac{120 \cdot 65 \cdot 16{,}6}{4 \cdot 30}} = 20{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 20{,}2 \cdot 1\,034\,000}{30 \cdot 20{,}2^2 \cdot 166 + 90 \cdot 16{,}6 \cdot 17{,}2 \cdot 59} = \mathbf{35{,}5\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{35{,}5 \cdot 42 \cdot 15}{20{,}2} = \mathbf{1109\ kg/cm^2.}$$

Durch Einlegen eines Zugankers von 15 mm R.-E. wird die Spannung auf 1000 kg/cm² erniedrigt und

$$F_e = \frac{16{,}6 \cdot 1109}{1000} = 18{,}4 \text{ cm}^2.$$

d) Säule.

Auflast $\frac{5}{8} \cdot 14{,}0\,(4{,}65 \cdot 292 + 250) = 14\,100$ kg

Eigengewicht $0{,}25^2 \cdot 2400 \cdot 3{,}5$ . . $= 525$ „

Gesamtlast $= 14\,625$ kg.

$F = 25 \cdot 25 + 4$ R.-E. 14 mm $\cdot\, 15 = 625 + 6{,}1 \cdot 15 = 716{,}5$ cm²

$$\sigma_b = \frac{14\,625}{716{,}5} = \mathbf{20{,}4\ kg/cm^2}$$

$\sigma_e = 20{,}4 \cdot 15 = \mathbf{308\ kg/cm^2.}$

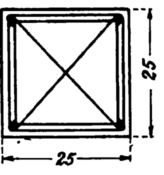


Abb. 252.

2. Die übrigen Geschosse haben alle dieselbe Nutzlast 500 kg/m² und gilt deshalb die folgende Decken- und Trägerberechnung sowohl für Kellergeschoß, Erdgeschoß und ein Obergeschoß.

a) Platte $4{,}7 \cdot 4{,}7$ m², $d = 12$ cm, $p = 500$ kg/m².

$g = 0{,}12 \cdot 2400 = 288$ kg/m²

$$M^g_{max} = \frac{288 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{48} = 13\,300 \text{ cmkg}$$

$$M^g_{min} = -\,26\,600 \text{ cmkg}$$

$$M^p_{\substack{max\\min}} = \frac{500 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{20} = \pm\,55\,100 \text{ cmkg}$$

$M_{max}^{g+p} = 13\,300 + 55\,100 = +\,68\,400$ cmkg

$M_{min}^{g+p} = -\,26\,600 - 55\,100 = -\,81\,700$ cmkg.

In Plattenmitte

$h = 10{,}5$ cm, $F_e = 11$ R.-E. 10 mm $= 8{,}7$ cm²

$$x = \frac{15 \cdot 8{,}7}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 10{,}5}{15 \cdot 8{,}7}}\right] = 4{,}1 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 68\,400}{4{,}1 \cdot 9{,}1 \cdot 100} = \mathbf{36{,}6\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{68\,400}{8{,}7 \cdot 9{,}1} = \mathbf{864\ kg/cm^2}.$$

Abb. 253.

Am Auflager

$h = 10{,}5$ cm, $h' = 1{,}5$ cm, $F_e = F_e' = 8{,}7$ cm², $b = 100$ cm

$$x = -\frac{30}{100}\,8{,}7 + \sqrt{6{,}82 + 31{,}4} = 3{,}56 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 81\,700 \cdot 3{,}56}{100 \cdot 3{,}56^2 \cdot 27{,}94 + 90 \cdot 8{,}7 \cdot 2{,}06 \cdot 9} = \mathbf{35\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{35 \cdot 6{,}94 \cdot 15}{3{,}56} = \mathbf{1020\ kg/cm^2}.$$

Abb. 254.

b) Längsträger 25/40 cm.

$$Q = \frac{4{,}7^2}{2} \cdot 788 = 8700 \text{ kg}$$

$g = 0{,}25 \cdot 0{,}28 \cdot 2400 = 168$ kg für 1 lfd. m.

Das Moment für einen gewöhnlichen Träger auf 2 Stützen

$$M_{g+Q}^0 = \frac{168 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{8} + \frac{8700 \cdot 470}{6} = 46\,400 + 681\,000 = 727\,400 \text{ cmkg}$$

$$M_{max} = +\frac{0{,}078}{0{,}125} M^0 = +\,454\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{min} = -\frac{0{,}106}{0{,}125} M^0 = -\,616\,500 \text{ cmkg}.$$

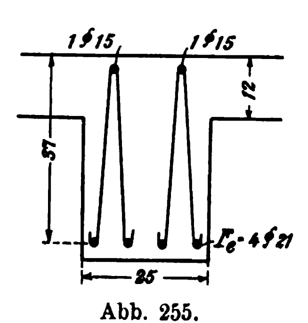


Abb. 255.

In Trägermitte

$h = 37$ cm, $F_e = 4$ R.-E. 21 mm $= 13{,}85$ cm²

$$x = \frac{30 \cdot 37 \cdot 13{,}85 + 150 \cdot 12^2}{2\,(15 \cdot 13{,}85 + 150 \cdot 12)} = 9{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 454\,000}{150 \cdot 9{,}2 \cdot 33{,}9} = \mathbf{19{,}4\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{454\,000}{13{,}85 \cdot 33{,}9} = \mathbf{965\ kg/cm^2}.$$

Am Auflager

$h = 47$ cm, $h' = 3$ cm, $F_e = F_e' = 13{,}85$ cm²

$$x = -\frac{30 \cdot 13{,}85}{25} + \sqrt{\frac{900 \cdot 13{,}85^2}{625} + \frac{30 \cdot 50 \cdot 13{,}85}{25}} = 16{,}7 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 616\,500 \cdot 16{,}7}{25 \cdot 16{,}7^2 \cdot 124{,}3 + 90 \cdot 13{,}85 \cdot 13{,}7 \cdot 44} = \mathbf{38{,}3\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{38{,}3 \cdot 30{,}3 \cdot 15}{16{,}7} = \mathbf{1042\ kg/cm^2}.$$

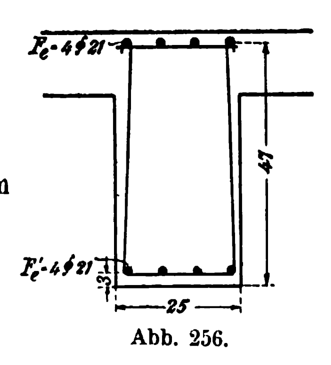


Abb. 256.

Die größte Querkraft

$$V = \frac{Q}{2} + 2{,}35 \cdot g + \frac{616\,500}{470} + 4350 + 395 + 1312 = 6057 \text{ kg}.$$

Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{6057}{25 \cdot (47 - 5{,}6)} = \mathbf{5{,}96\ kg/cm^2}.$$

4,5 kg/cm² werden vom Beton aufgenommen, der Rest von 1,5 kg/cm² muß von den aufgebogenen Eisen aufgenommen werden. Die hierdurch in den 2 R.-E. 21 mm erzeugte Zugspannung ist

$$\sigma_e = \frac{6057 \cdot 2 \cdot 1{,}5}{6{,}0 \sqrt{2} \cdot 6{,}93} = \mathbf{310\ kg/cm^2}.$$

Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 5{,}96}{4 \cdot 6{,}6} = \mathbf{5{,}65\ kg/cm^2}.$$

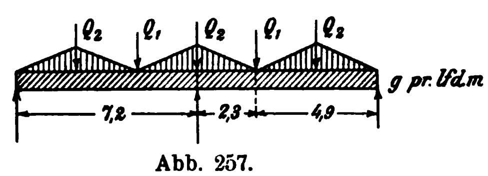


Abb. 257.

c) Querträger 30/55 cm.

$Q_1 = 8700 + 4{,}7 \cdot 168 = 8700 + 790 = 9490$ kg

$Q_2 = 8700$ kg

$g = 0{,}3 \cdot 0{,}43 \cdot 2400 = 310$ kg für 1 lfd. m.

Nach Clapeyron

$$2\,M_1 \cdot 14{,}4 = -\left[\frac{2}{4} 310 \cdot 7{,}2^3 + 9490 \cdot 2 \cdot \frac{4{,}9}{7{,}2}(7{,}2^2 - 4{,}9^2) + 8700 \cdot 2 \cdot \frac{2{,}45}{7{,}2}(7{,}2^2 - 2{,}45^2)\right.$$

$$\left. + 2 \cdot \frac{8700 \cdot 6{,}5}{2 \cdot 7{,}2}(7{,}2^2 - 6{,}5^2)\right] = -(57\,900 + 361\,600 + 272\,100 + 80\,000)$$

$$= -771\,600$$

$$M_1 = -\frac{771\,600}{28{,}8} = -26\,800 \text{ kgm} = \mathbf{-2\,680\,000\ cmkg.}$$

Auflagerdruck

$$A^0 = 8700 \cdot \frac{4{,}9}{7{,}2} + 9490 \cdot \frac{2{,}3}{7{,}2} + \frac{8700}{2} \cdot \frac{0{,}8}{7{,}2} = 5920 + 3030 + 483 = 9433 \text{ kg}$$

$${}^{Q}M_c^0 = 9433 \cdot 230 - \frac{8700}{2} 80 = +1\,862\,000 \text{ cmkg}$$

$${}^{Q}M_D^0 = 9433 \cdot 460 - 8700 \cdot 230 = +2\,337\,000 \text{ cmkg}$$

$${}^{g}M_{cD} = \frac{7{,}2}{2} \cdot 310 \cdot 240 - \frac{7{,}2}{3} 310 \cdot 120 = +178\,600 \text{ cmkg}$$

$$M_c = 1\,862\,000 + 178\,600 - \frac{2\,680\,000}{3} = \mathbf{1\,147\,000\ cmkg}$$

$$M_D = 2\,337\,000 + 178\,600 - \frac{2 \cdot 2\,680\,000}{3} = \mathbf{729\,000\ cmkg.}$$

Für Querschnitt C und D: $h = 52$ cm, $F_e = 6$ R.-E. 22 mm $= 22{,}8$ cm²

$$x = \frac{30 \cdot 52 \cdot 22{,}8 + 230 \cdot 12^2}{2(15 \cdot 22{,}8 + 230 \cdot 12)} = 11{,}1 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1\,147\,000}{230 \cdot 11{,}1 \cdot 48{,}3} = \mathbf{18{,}5\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,147\,000}{22{,}8 \cdot 48{,}3} = \mathbf{1035\ kg/cm^2.}$$

Am Auflager

$h_0 = 93$ cm, $h = 90$ cm, $h' = 8$ cm

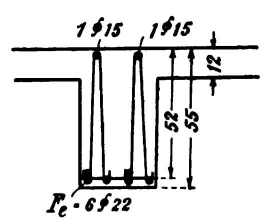


Abb. 258.

$F_e = 8$ R.-E. 22 mm $+ 2$ R.-E. 15 mm $= 33{,}9$ cm², $F_e' = 8$ R.-E. 22 mm $= 30{,}41$ cm²

$$x = -\frac{15}{30}(33{,}9 + 30{,}4) + \sqrt{\frac{225}{900}\,64{,}3^2 + \frac{30}{30}(90 \cdot 33{,}9 + 8 \cdot 30{,}4)} = 33{,}6 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 2\,680\,000 \cdot 33{,}6}{30 \cdot 33{,}6^2 \cdot 23 \cdot 6{,}4 + 90 \cdot 30{,}4 \cdot 25{,}6 \cdot 82} = \mathbf{39{,}2\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{39{,}2 \cdot 15 \cdot 56{,}4}{33{,}6} = \mathbf{985\ kg/cm^2}.$$

Schubspannungen: Gefährlicher Querschnitt bei A, Querkraft bei

$$A = \frac{3}{2} \cdot 8700 + 9490 - 9433 + \frac{7{,}2}{2} \cdot 310 + \frac{2\,680\,000}{720} - 0{,}85 \cdot 4{,}0 \cdot 788$$

$$= 15\,265 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{15\,265}{30 \cdot 48{,}3} = \mathbf{10{,}5\ kg/cm^2}.$$

Hiervon werden 4,5 kg/cm² vom Beton, der Rest von den Bügeln und abgebogenen Gurteisen aufgenommen. Wird auf Bügel keine Rücksicht genommen, dann wird durch die Schubkräfte in den abgebogenen 6 R.-E. 22 mm die Zugspannung

$$\sigma_e = \frac{15\,265 \cdot (10{,}5 - 4{,}5) \cdot 2}{10{,}5 \cdot \sqrt{2} \cdot 22{,}81} = \mathbf{542\ kg/cm^2}$$

hervorgerufen.

Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{30 \cdot 10{,}5}{6 \cdot 6{,}91} = \mathbf{7{,}5\ kg/cm^2}.$$

d) Säule.

α) Im Obergeschoß.

Auflast $= 14\,625$ kg

Deckenlast $= \frac{5}{8} \cdot 14\,[4{,}65\,(500 + 288) + 310] = 34\,750$ kg

Eigengewicht $3 \cdot 0{,}33^2 \cdot 2400 = 790$ kg

Gesamtlast $= 50\,200$ kg

Querschnitt $= 33/33 + 4$ R.-E. 21 mm $\cdot\, 15 = 1298$ cm².

$$\sigma_b = \frac{50\,200}{1298} = \mathbf{38{,}7\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = 38{,}7 \cdot 15 = \mathbf{580\ kg/cm^2}.$$

β) Im Erdgeschoß.

Auflast $= 50\,200$ kg

Deckenlast $= 34\,750$ kg

Eigengewicht $= 3 \cdot 0{,}44^2 \cdot 2400 = 1390$ kg

Gesamtlast $= 86\,340$ kg

Querschnitt $= 44/44 + 4$ R.-E. 23 mm $\cdot\, 15 = 2190$ cm².

$$\sigma_b = \frac{86\,340}{2190} = \mathbf{39{,}4\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = 39{,}4 \cdot 15 = \mathbf{591\ kg/cm^2}.$$

γ) Im Kellergeschoß.

Auflast $= 86\,340$ kg

Deckenlast $= 34\,750$ kg

Eigengewicht $= 1{,}1^2 \cdot 1{,}9 \cdot 2300 = 5300$ kg
Gesamtlast $= 126\,390$ kg.

$$\sigma_b = \frac{126\,390}{12\,100} = \mathbf{10{,}5\ kg/cm^2}.$$

δ) Fundament.

Auflast $= 126\,390$ kg
Eigengewicht $= (1{,}5^2 \cdot 0{,}6 + 2{,}4^2 \cdot 0{,}6)\,2300 = 11\,100$ kg
Gesamtlast $= 137\,500$ kg.
Bodenpressung

$$\sigma = \frac{137\,500}{240^2} = \mathbf{2{,}38\ kg/cm^2}.$$

Abb. 259.

Auflagerung der Eisenbetonträger auf den Mauern.

1. Querträger.

Auflagerfläche $= 30 \cdot 40 = 1200$ cm²

$$\sigma = \frac{A}{1200} = \frac{4{,}65 \cdot 7{,}2 \cdot 800}{2 \cdot 1200} = \frac{13\,400}{1200} = \mathbf{11{,}15\ kg/cm^2}.$$

2. Längsträger.

Auflagerfläche $= 25 \cdot 40 = 1000$ cm²

Auflagerdruck $= \frac{4{,}65^2}{2} \cdot 800 = 8700$ kg

$$\sigma = \frac{8700}{1000} = \mathbf{8{,}7\ kg/cm^2}.$$

Die Armierungsweise der Platte und auch des Querträgers nebst der Säule geht aus den beiden zugehörigen Abb. 260 u. 261 hervor.

An dieser Stelle möge auch noch einer anderen Ausführungsweise von Plattenbalken gedacht sein, die insbesondere bezüglich der Anordnung der Eiseneinlagen und der Bügel alle wichtigen Merkmale dieses Systems besitzt: Unter Umständen ist es erwünscht, die Platte anstatt über die Balken, unter dieselben zu legen; es springen dann die Rippen in den Raum

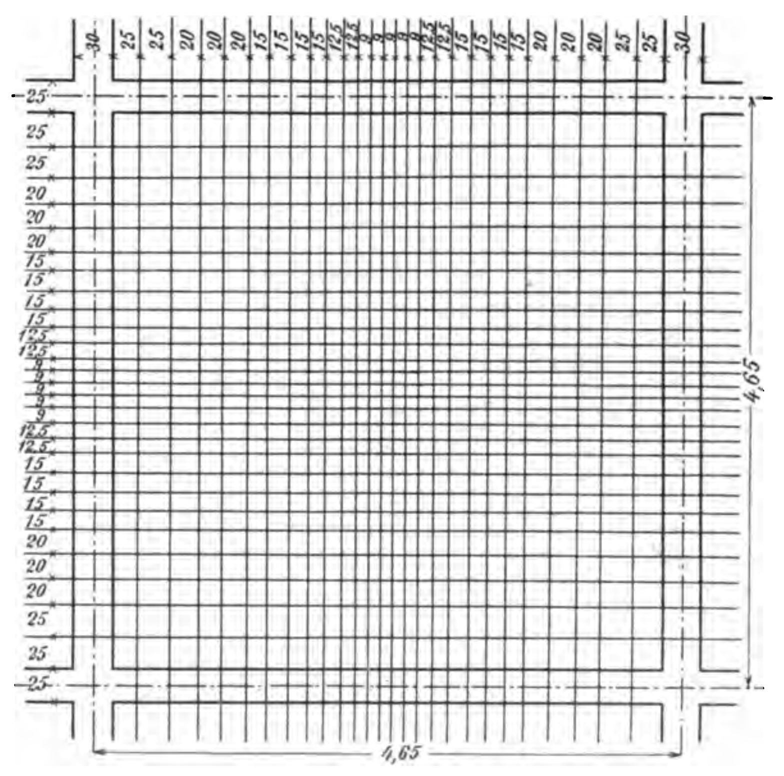


Abb. 260. Armierung der Platte.

des darüberliegenden Geschosses hinein. Diese Anordnung kann namentlich dann von Vorteil sein, wenn der zu überdeckende Raum durch Einbauen von Unterzügen in seiner lichten Höhe nicht eingeengt werden soll und wenn die in den oberen Raum vorspringenden Rippen noch zur Anfnahme von Trennungswänden u. dergl.

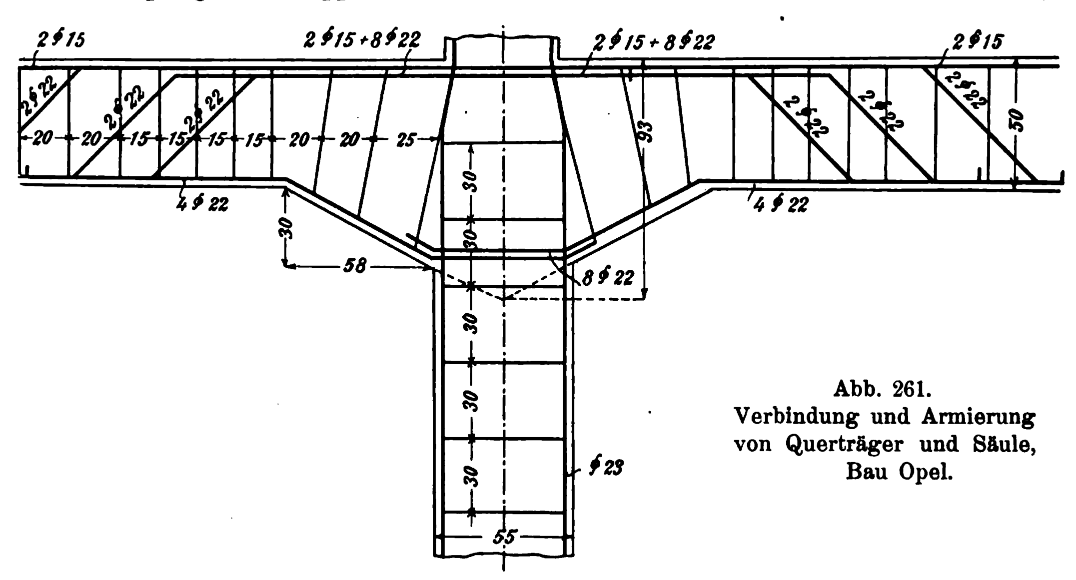


Abb. 261.
Verbindung und Armierung von Querträger und Säule, Bau Opel.

dienen sollen, so daß also das Hervortreten dieser Rippen weiter nicht störend wirkt. Eine derartige Ausführung ist in Abb. 262 bis 264 dargestellt; sie findet sich im Bibliotheksbau der Technischen Hochschule (Neubau) zu Darmstadt.

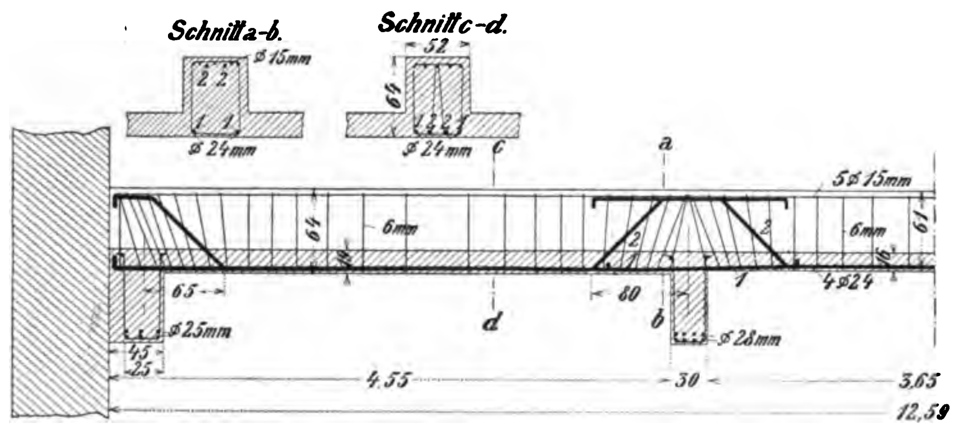


Abb. 262 bis 264. Plattenbalken-Decke mit nach oben vorspringenden Rippen und unteren Platten.

Die Zahl der dem Hennebiquesystem verwandten Ausführungsweisen von Plattenbalken ist ungeheuer groß; häufig beziehen sich die Abänderungen nur auf kleine, unwesentliche Nebendinge. Von weiteren Eisenbetonsystemen seien erwähnt:

Das System Leschinsky, D. R.-P. Nr. 173 953.

Massive Gebäude mit trägerlosen Eisenbetondecken haben einen verhältnismäßig sehr geringen Eisenbedarf, bieten jedoch insofern eine etwas langwierige und umständliche Ausführung, als der Schalungsaufbau auf der nächstunteren Decke erst nach vollständiger Erhärtung derselben eine zuverlässige Unterstützung ist.

Massive Gebäude mit Decken zwischen eisernen Trägern haben bei höheren Belastungen und größeren Spannweiten einen sehr hohen Eisenbedarf, gestatten jedoch eine verhältnismäßig schnellere Bauausführung, da jede Decke für sich, unabhängig von den anderen Decken ausgeführt werden kann.

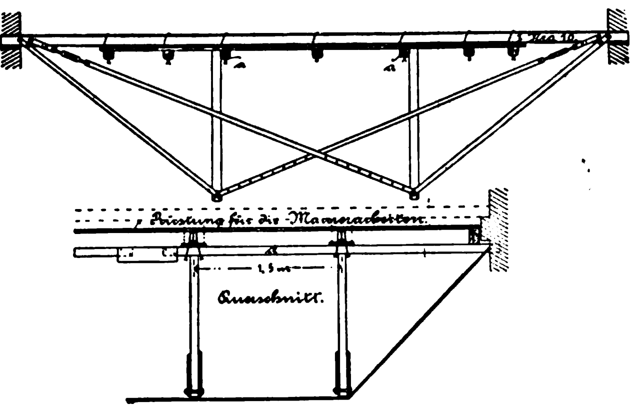


Abb. 265 u. 266. System Leschinsky: Provisorische Unterstützung der Armierungs-Eisen.

Die Bauweise Leschinsky versucht, die Vorzüge beider genannten Ausführungsarten zu vereinigen, indem 1. der Eisenbedarf nur ebenso groß ist wie bei trägerlosen Decken und indem 2. die Ausführungsart der Gebäude genau dieselbe ist wie bei Gebäuden, in denen eiserne Balken Verwendung finden.

Die Eiseneinlage dieser Decken wird geteilt in ein Profileisen, z. B. einen Normalträger (Abb. 268), sowie in eine Anzahl von Rundeisen oder Flacheisen.

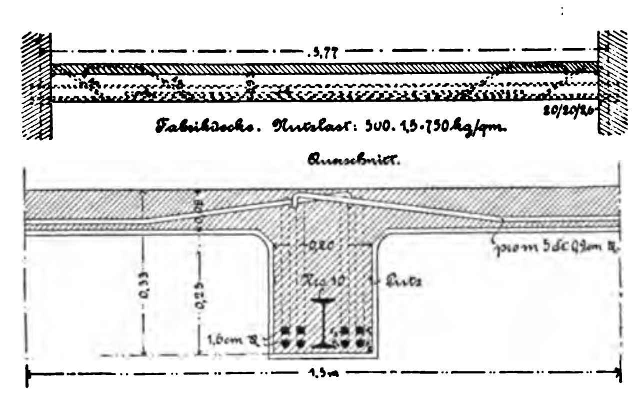


Abb. 267 u. 268. Quer- und Längenschnitt einer Decke nach System Leschinsky.

Das Profileisen wird so schwach gewählt, daß es nur mit Hilfe einer provisorischen Armierung (Abb. 265 u. 266) imstande ist, die Nutzlast des Maurerbedarfs und Baubetriebes, sowie später die Schalung und den frischen Beton zu tragen. Das Profileisen wird daher benutzt

a) zur Verankerung des Gebäudes,

b) zur Bildung eines inneren Baugerüstes, damit das Gebäude unabhängig von den Betonarbeiten schnell ausgeführt werden kann. Die Träger, für welche ein Abstand von 1,5 bis 2 m gewählt wird, sind zu dem angegebenen Zweck so lange mit Brettern abzudecken (Abb. 266), bis die Bretter durch die Schalung ersetzt werden,

c) zur Anbringung einer freitragenden Schalung.

Eine Abstützung auf das nächstuntere Stockwerk ist vermieden. Wegen der großen Konstruktionshöhe der Hängewerke ist die Federung beim Stampfen so gering, daß sie selbst mit feinen Instrumenten nicht wahrgenommen werden kann. Es können daher in allen Stockwerken des Gebäudes die Betonarbeiten, etwa mit maschinellem Betriebe, gleichzeitig und in wenigen Wochen ausgeführt werden.

Der Schalungsbau erfordert wenig Arbeit, weil die für alle Spannweiten passenden verschnittlosen Hängewerke an die Träger sich in wenigen Minuten anschrauben lassen und weil die Schalung auf dieser festen Unterlage leicht und schnell herstellbar ist.

d) Als Teil der Eiseneinlage der Betondecke. Als Obergurt des Hängewerks wird der Träger offenbar gedrückt. Wegen der großen Konstruktionshöhe ist diese Druckspannung in der Regel nicht höher als 200 kg/cm². Der Träger kann daher als gezogene Eiseneinlage voll ausgenutzt werden.

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 2{,}28 \cdot 28\,710}{100 \cdot 2{,}28^2 \cdot (3 \cdot 6{,}6 - 2{,}28) + 6 \cdot 15 \cdot 5{,}02 \cdot (2{,}28 - 1{,}4) \cdot (6{,}6 - 1{,}4)} = \mathbf{35{,}2\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{35{,}2 \cdot 15 \cdot 4{,}32}{2{,}28} = \mathbf{1000\ kg/cm^2}.$$

b) **Längsträger 25/27 cm, Träger auf ∞ vielen Stützen (vergl. Abb. 246 u. 247).**

$$Q = \frac{4{,}7^2}{2} \cdot 292 = 3220 \text{ kg}$$

$$g = 0{,}25 \cdot 0{,}20 \cdot 2400 = 120 \text{ kg für 1 lfd. m}$$

$$M^0_{g+Q} = \frac{120 \cdot 4{,}7^2}{8} \cdot 100 + \frac{3220 \cdot 465}{6} = 33\,200 + 250\,000 = 283\,200 \text{ cmkg}$$

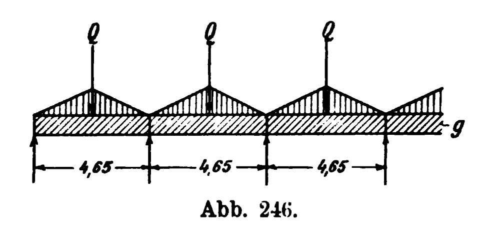


Abb. 246.

4,65 4,65 4,65 4,50 4,70 4,50 Längsträger Querträger

Abb. 247.

$$M_{max} = \frac{0{,}078}{0{,}125} M^0 = 177\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{min} = \frac{0{,}106}{0{,}125} M^0 = 240\,000 \text{ cmkg}.$$

In Balkenmitte

$h = 24$ cm, $F_e = 4$ R.-E. 16 mm $= 8{,}04$ cm²

$$x = \frac{30 \cdot 24 \cdot 8{,}04 + 150 \cdot 8^2}{2 \cdot (15 \cdot 8{,}04 + 150 \cdot 8)} = 5{,}83 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 177\,000}{5{,}83 \cdot 150 \cdot 22} = \mathbf{18{,}4\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{177\,000}{8{,}04 \cdot 22} = \mathbf{1000\ kg/cm^2}.$$

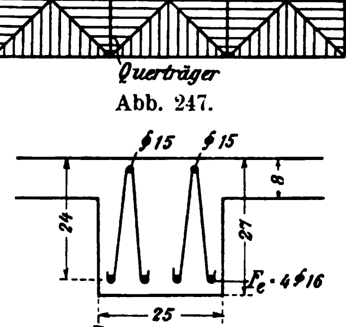


Abb. 248.

Am Auflager

$h = 37$ cm, $h' = 3$ cm, $F_e = F_e' = 8{,}04$ cm²

$$x = -\frac{30 \cdot 8{,}04 \cdot 2}{25 \cdot 2} + \sqrt{\frac{16 \cdot 225 \cdot 8{,}04^2}{4 \cdot 625} + \frac{120}{4 \cdot 25} 40 \cdot 8{,}04} = 12{,}3 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 240\,000 \cdot 12{,}3}{25 \cdot 12{,}3^2 \cdot 98{,}7 + 90 \cdot 8{,}04 \cdot 9{,}3 \cdot 34} = \mathbf{29{,}5\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{29{,}5 \cdot 24{,}7 \cdot 15}{12{,}3} = \mathbf{888\ kg/cm^2}.$$

c) **Querträger 30/40 cm, Träger auf 3 Stützen, Belastungsbreite 4,65 m.**

Belastung $g = 0{,}08 \cdot 4{,}65 \cdot 2400 =$ 895 kg für 1 lfd. m
Eigenlast $g = 0{,}3 \cdot 0{,}32 \cdot 2400 =$ 231 „ „ 1 „ „
Nutzlast $p = 4{,}65 \cdot 100 =$ 465 „ „ 1 „ „
$g + g + p = 895 + 231 + 465 = 1591$ „ „ 1 „ „

$$M_{min} = 0{,}125 \cdot 1591 \cdot 7{,}2^2 \cdot 100 = 1\,034\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_{max} = 0{,}0703 \cdot 7{,}2^2 \cdot 1591 \cdot 100 = 580\,000 \text{ cmkg}.$$

In Trägermitte (vergl. Abb. 250)

$h = 37$ cm, $F_e = 4$ R.-E. 23 mm $= 16{,}6$ cm², $b = 240$ cm

$$x = \frac{30 \cdot 37 \cdot 16{,}6 + 240 \cdot 8^2}{2\,(15 \cdot 16{,}6 + 240 \cdot 8)} = 7{,}75 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 580\,000}{240 \cdot 7{,}75 \cdot 34{,}4} = \mathbf{18{,}1\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{580\,000}{16{,}6 \cdot 34{,}4} = \mathbf{1015\ kg/cm^2}.$$

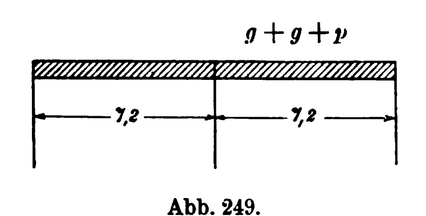


Abb. 249.

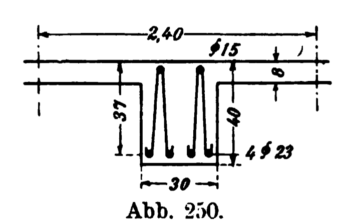


Abb. 250.

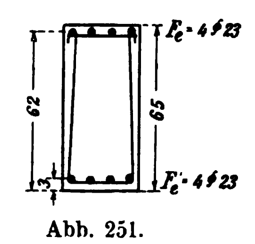


Abb. 251.

Am Auflager (vergl. Abb. 251)

$h = 62$ cm, $h' = 3$ cm, $F_e = F_e' = 16{,}6$ cm², $b = 30$ cm

$$x = -\frac{30 \cdot 16{,}6 \cdot 2}{30 \cdot 2} + \sqrt{\frac{16 \cdot 225 \cdot 16{,}6^2}{4 \cdot 900} + \frac{120 \cdot 65 \cdot 16{,}6}{4 \cdot 30}} = 20{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 20{,}2 \cdot 1\,034\,000}{30 \cdot 20{,}2^2 \cdot 166 + 90 \cdot 16{,}6 \cdot 17{,}2 \cdot 59} = \mathbf{35{,}5\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{35{,}5 \cdot 42 \cdot 15}{20{,}2} = \mathbf{1109\ kg/cm^2}.$$

Durch Einlegen eines Zugankers von 15 mm R.-E. wird die Spannung auf 1000 kg/cm² erniedrigt und

$$F_e = \frac{16{,}6 \cdot 1109}{1000} = 18{,}4 \text{ cm}^2.$$

d) Säule.

Auflast $\frac{5}{8} \cdot 14{,}0\,(4{,}65 \cdot 292 + 250) = 14\,100$ kg

Eigengewicht $0{,}25^2 \cdot 2400 \cdot 3{,}5$ . . $=$ 525 „

Gesamtlast $= 14\,625$ kg.

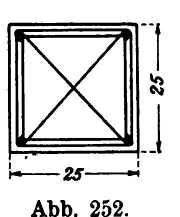


Abb. 252.

$F = 25 \cdot 25 + 4$ R.-E. 14 mm $\cdot\, 15 = 625 + 6{,}1 \cdot 15 = 716{,}5$ cm²

$$\sigma_b = \frac{14\,625}{716{,}5} = \mathbf{20{,}4\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = 20{,}4 \cdot 15 = \mathbf{308\ kg/cm^2}.$$

2. Die übrigen Geschosse haben alle dieselbe Nutzlast 500 kg/m² und gilt deshalb die folgende Decken- und Trägerberechnung sowohl für Kellergeschoß, Erdgeschoß und ein Obergeschoß.

a) Platte $4{,}7 \cdot 4{,}7$ m², $d = 12$ cm, $p = 500$ kg/m².

$g = 0{,}12 \cdot 2400 = 288$ kg/m²

$$M^g_{\max} = \frac{288 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{48} = 13\,300 \text{ cmkg}$$

$$M^g_{\min} = -26\,600 \text{ cmkg}$$

$$M^p_{\substack{\max\\ \min}} = \frac{500 \cdot 4{,}7^2 \cdot 100}{20} = \pm\,55\,100 \text{ cmkg}$$

Abb. 277 entspricht der als Rippenplatte bekannten Konstruktion, wobei die Platte in der üblichen Weise mit Querdrähten verstärkt ist, in Abb. 278 ist auf die übliche Bauweise mit Gewölben aus Hohlziegeln zurückgegriffen, während die Abb. 279 eine Wohnhausdecke mit flacher Untersicht darstellt, wobei entweder Schlackenbetonfüllungs- oder Hohlkörper aus Hohlziegeln, oder endlich Kunststeine aus Schlackengips mit Drahteinlage, die mit der tragenden Betonschicht überstampft werden, zu Hilfe genommen wurden. Abb. 280 endlich stellt eine der Kombinationen der Haupt- und Querrippen aus Bulbeisen vor.

Das Wesentliche dieser Erfindung besteht also darin, daß Pohlmann eine sehr wirksame Art der Einbindung eines Walzträgers in einen Träger aus Eisenbeton angegeben hat und so der Anwendung der Walzträger auch auf diesem Gebiete neue Möglichkeiten erschloß. Die Hilfsmittel, deren er sich dabei bedient, sind notwendigerweise je nach der Größe der auftretenden Scherkräfte abgestuft, die ja mit Last, Spannweite und Trägerhöhe wechseln.

Es ist dies zunächst der in den Obergurt hineinragende flache Trägerflansch des Bulbeisens, dann die Durchlochung des Steges und schließlich als wichtigstes Hilfsmittel die durch diese Löcher am Steg angebrachten Bügel oder Schlingen, die ihrerseits verschiedene Ausbildungen zeigen.

Um auch die Berechnungsweise dieser Konstruktion (insbesondere der Schlingen usw.) zu erläutern, sei nachfolgend eine statische Berechnung wiedergegeben:

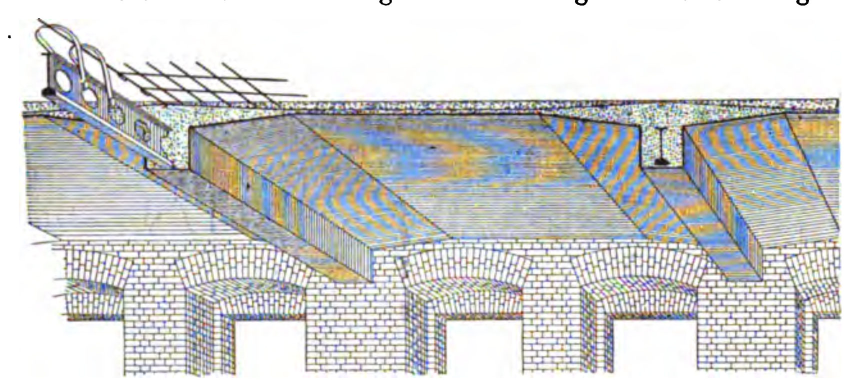


Abb. 277. Bulbeisendecke, als Rippenplatte ausgeführt.

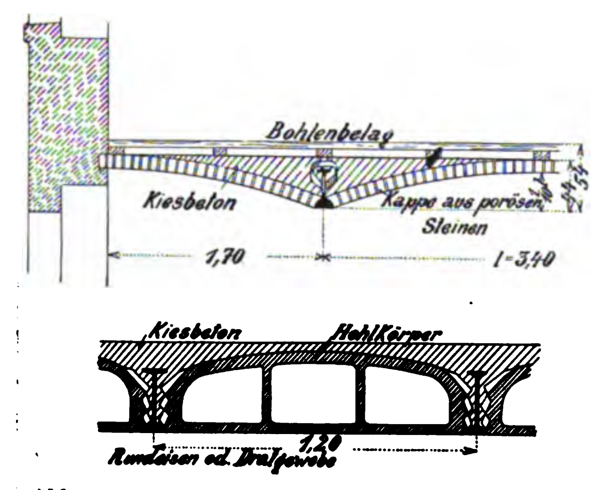


Abb. 278 u. 279. Bulbeisendecke mit Gewölben aus Hohlziegeln.

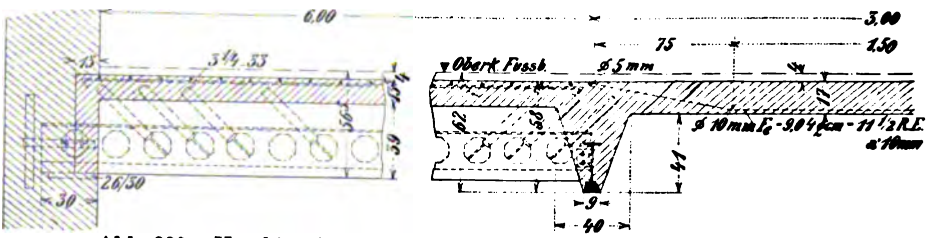


Abb. 280. Kombination von Haupt- und Querrippen mit Bulbeisen.

Statische Berechnung

der Bulbeisendecken — System Pohlmann — im Erweiterungsbau des Fabrikgebäudes der Firma C. C. Kurtz, Meißen.

Vorbemerkung. Die Berechnung ist aufgestellt nach den Leitsätzen des Deutschen Betonvereins bezw. nach der Bauordnung für das Königreich Sachsen.

Es bedeutet:

f_e = Querschnitt der Eiseneinlage in cm² für die Plattenbreite b (in cm),
h = Deckenstärke,
h' = Nutzhöhe,
$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$,
M = Maximalmoment der äußeren Kräfte in cmkg.

Die angewandte Deckenkonstruktion ist kontinuierlich über die Balken hinweggeführt.

Das Maximalmoment beträgt daher

$$M = \frac{Q \cdot l}{10}.$$

Der Abstand der neutralen Schicht vom oberen Rande der Deckenplatte beträgt

$$x = \frac{n \cdot f_e}{15}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h'}{n \cdot f_e}}\right).$$

Aus der Gleichsetzung der äußeren und inneren Kräfte ergibt sich die größte Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x\left(h' - \frac{x}{3}\right)}.$$

Die mittlere Zugspannung im Eisen beträgt

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \cdot \left(h' - \frac{x}{3}\right)}.$$

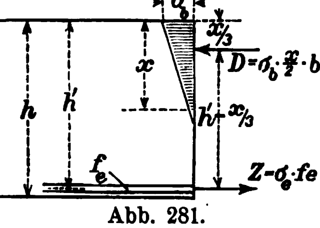


Abb. 281.

Hiernach berechnen sich die Abmessungen der Decke folgendermaßen:

Pos. 1. Deckenplatte.

$l = 2{,}47$ m

Nutzlast	. . . .	1000 kg/m²
Eigengewicht 0,135 · 2400	. =	324 „
Fußboden	. . . .	46 „
		1370 kg/m²

$$M = \frac{1370 \cdot 2{,}47 \cdot 247}{10} = 83\,700 \text{ cmkg}$$

$h = 13{,}5$ cm, $h' = 12{,}5$ cm, $f_e = 7{,}85$ cm²
= 10 R.-E. zu je 10 mm Durchm.

$$x = \frac{15 \cdot 7{,}85}{100}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 12{,}5}{15 \cdot 7{,}85}}\right) = 4{,}4 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 11{,}0 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 83\,700}{100 \cdot 4{,}4 \cdot 11{,}0} = 34{,}5 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{83\,700}{7{,}85 \cdot 11{,}0} = 970 \text{ kg/cm}^2.$$

Pos. 2. Deckenplatte.

$l = 3{,}70$ m

Nutzlast	. . . .	1000 kg/m²
Eigengewicht 0,21 · 2400	. . =	504 „
Fußboden	. . . . ∼	46 „
		1550 kg/m²

$$M = \frac{1550 \cdot 3{,}70 \cdot 370}{10} = 212\,500 \text{ cmkg}$$

$h = 21$ cm, $h' = 20$ cm, $f_e = 12{,}18$ cm², $= 15^1/_2$ R.-E. zu je 10 mm Durchm.

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}18}{100}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 20}{15 \cdot 12{,}18}}\right) = 6{,}9 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 17{,}7 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 212\,500}{100 \cdot 6{,}9 \cdot 17{,}7} = 34{,}8 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{212\,500}{12{,}18 \cdot 17{,}7} = 985 \text{ kg/cm}^2.$$

Pos. 3. Balken zu Pos. 1.

Spannweite $l = 6{,}0$ m Stützweite $l' = 6{,}15$ m

Decke $1370 \cdot 2{,}47 = 3380$ kg/m

Balken . . . . ~ 220 „

3600 kg/m

$$Q = 3600 \cdot 6{,}0 = 21\,600 \text{ kg}$$

$$M = \frac{21\,600 \cdot 615}{8} = 1\,660\,500 \text{ cmkg}$$

$h = 53$ cm, $h' = 51$ cm, $F_e = 38$ cm²

$$b = \frac{600}{3} = 200 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 38 \cdot 51 + 13{,}5^2 \cdot 200}{2(15 \cdot 38 + 13{,}5 \cdot 200)} = 14{,}5 \text{ cm}$$

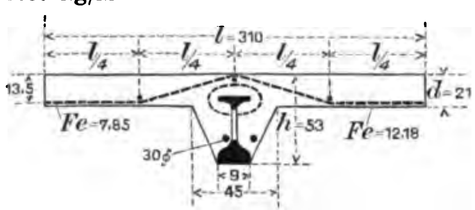


Abb. 282.

$$y = 14{,}5 - \frac{13{,}5}{2} + \frac{13{,}5^2}{6(2 \cdot 14{,}5 - 13{,}5)} = 9{,}7 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,660\,500}{38(51 - 14{,}5 + 9{,}7)} = 940 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{940 \cdot 14{,}5}{15(51 - 14{,}5)} = 24{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = B = 10\,800 \text{ kg}.$$

Die größte Scherspannung am Auflager ist

$$\tau_0 = \frac{10\,800}{46{,}2 \cdot 35} = 6{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Balken nimmt auf

$$4{,}5 \cdot 46{,}2 \cdot 35 = 7300 \text{ kg}.$$

Daher bleiben für die Schlingen

$$10\,800 - 7300 = 3500 \text{ kg}.$$

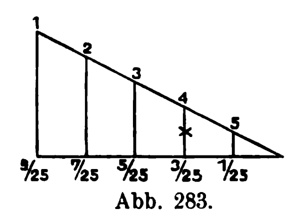


Abb. 283.

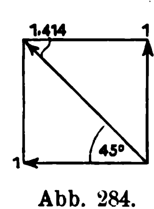


Abb. 284.

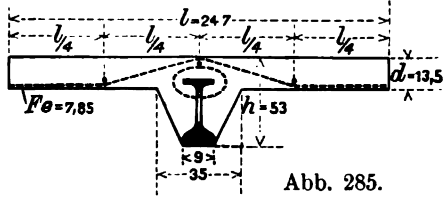


Abb. 285.

Die Entfernung der letzten Schlinge vom Auflager ist

$$\frac{3500}{3600} = 0{,}97 \text{ m}.$$

Bei 22 cm Lochteilung sind also erforderlich

$$\frac{97}{22} = \sim 5 \text{ Schlingen},$$

von denen aber die vierte nach nebenstehendem Spannungsdiagramm (Abb. 283) fortfallen kann

Der nötige Schlingenquerschnitt ist

$$f = \frac{1{,}414\,(6{,}7 - 4{,}5)\,22 \cdot 35}{2 \cdot 1000} = 1{,}2 \text{ cm}^2.$$

Verwendet wird Flacheisen $3^1/_4 \cdot 40$ mit

$$f = 1{,}30 \text{ cm}^2.$$

Pos. 4. Balken zu Pos. 2.

$l = 6{,}25$ m $\quad l' = 6{,}25$ m

Decke (Pos. 1) $1370 \cdot \frac{2{,}47}{2}$	$= 1680$ kg/m
Decke (Pos. 2) $1550 \cdot \frac{3{,}70}{2}$	$= 2870$ „
Balken	~ 230 „
	4780 kg/m

$$Q = 4780 \cdot 6{,}25 = 30\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{30\,000 \cdot 625}{8} = 2\,350\,000 \text{ cmkg}$$

$h = 53$ cm, $\quad h' = 51$ cm, $\quad F_e = 52{,}1$ cm²,

$$b = \frac{625}{3} = \sim 208 \text{ cm}$$

$$x = \frac{15 \cdot 52{,}1}{208} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 208 \cdot 51}{15 \cdot 52{,}1}}\right) = 16{,}1 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 45{,}6 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 2\,350\,000}{208 \cdot 16{,}1 \cdot 45{,}6} = 30{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{2\,350\,000}{52{,}1 \cdot 45{,}6} = 995 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = B = 15\,000 \text{ kg.}$$

Die größte Scherspannung am Auflager ist

$$\tau_0 = \frac{15\,000}{45{,}6 \cdot 45} = 7{,}25 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Balken nimmt auf

$$4{,}5 \cdot 45{,}6 \cdot 45 = 9200 \text{ kg.}$$

Die abgebogenen Rundeisen nehmen auf

$$14{,}1 \cdot 800 = 11\,280 \text{ kg.}$$

Schlingen sind also theoretisch nicht erforderlich. Trotzdem werden an jedem Ende vier Schlingen aus Flacheisen $3^1/_4 \cdot 40$ mm eingebaut.

Pos. 5. Deckenplatte.

$l = 3{,}0$ m

Nutzlast	1000 kg/m
Eigengewicht $0{,}17 \cdot 2400$. =	408 „
Fußboden	42 „
	1450 kg/m

$$M = \frac{1450 \cdot 3{,}0 \cdot 300}{10} = 130\,500 \text{ cmkg}$$

$h = 17$ cm, $\quad h' = 16$ cm, $\quad f_e = 9{,}42$ cm²,
$= 12$ R.-E. zu je 10 mm Durchm.

$$x = \frac{15 \cdot 9{,}42}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16}{15 \cdot 9{,}42}}\right) = 5{,}5 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 14{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 130\,500}{100 \cdot 5{,}5 \cdot 14{,}2} = 33{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{130\,500}{9{,}42 \cdot 14{,}2} = 980 \text{ kg/cm}^2.$$

Pos. 6. Balken.

$l_{max} = 5{,}76$ m $\quad l' = 6{,}00$ m

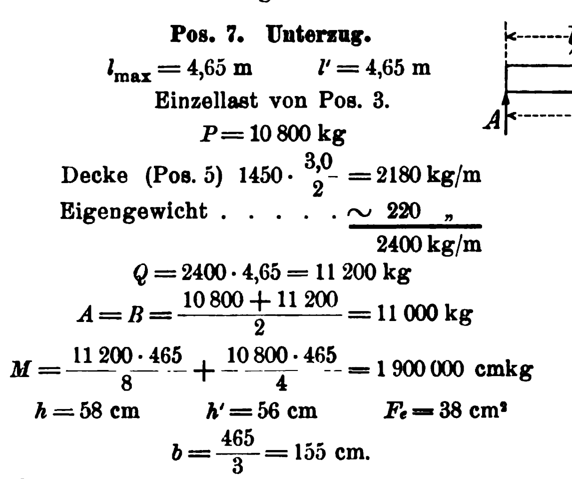
Decke (Pos. 10) $1390 \cdot 1{,}30$	$= 1800$ kg/m
Decke (Pos. 11) $1350 \cdot 1{,}10$	$= 1490$ „
Balken $\sim$	$= 210$ „
	3500 kg/m

$$Q = 3500 \cdot 5{,}76 = 20\,100 \text{ kg}$$

$$M = \frac{20\,100 \cdot 600}{8} = 1\,505\,000 \text{ cmkg.}$$

Bei etwas kleinerem Moment wird der Balken genau wie Pos. 3 dimensioniert, die Spannungen bleiben also überall in den zulässigen Grenzen.

Pos. 7. Unterzug.



$l_{max} = 4{,}65$ m $\quad l' = 4{,}65$ m

Einzellast von Pos. 3.

$P = 10\,800$ kg

Abb. 286.

Decke (Pos. 5) $1450 \cdot \frac{3{,}0}{2} = 2180$ kg/m

Eigengewicht . . . . . $\sim$ 220 „

2400 kg/m

$$Q = 2400 \cdot 4{,}65 = 11\,200 \text{ kg}$$

$$A = B = \frac{10\,800 + 11\,200}{2} = 11\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{11\,200 \cdot 465}{8} + \frac{10\,800 \cdot 465}{4} = 1\,900\,000 \text{ cmkg}$$

$h = 58$ cm $\quad h' = 56$ cm $\quad F_e = 38$ cm²

$$b = \frac{465}{3} = 155 \text{ cm.}$$

Mittlere Deckenstärke

$$d = \frac{13{,}5 + 17}{2} = \sim 15 \text{ cm,}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 38 \cdot 56 + 15^2 \cdot 155}{2\,(15 \cdot 38 + 15 \cdot 155)} = 17{,}1 \text{ cm}$$

$$y = 17{,}1 - \frac{15}{2} + \frac{15^2}{6\,(2 \cdot 17{,}1 - 15)} = 11{,}6 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,900\,000}{38\,(56 - 17{,}1 + 11{,}6)} = 990 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{990 \cdot 17{,}1}{15\,(56 - 17{,}1)} = 29{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{11\,000}{(56 - 17{,}1 + 11{,}6)\,40} = 5{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

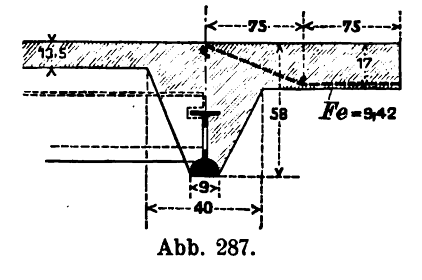


Abb. 287.

Der Betonbalken nimmt auf

$$4{,}5 \cdot 50{,}5 \cdot 40 = 9100 \text{ kg.}$$

Durch Schlingen sind aufzunehmen

$$11\,000 - 9100 = 1900 \text{ kg.}$$

Abstand der letzten Schlinge vom Auflager

$$\frac{1900}{2400} = \sim 80 \text{ cm.}$$

Erforderlich

$$\frac{80}{22} = \sim 4 \text{ Schlingen,}$$

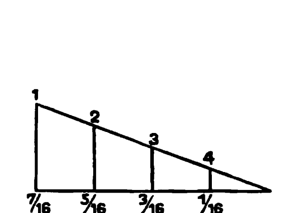


Abb 288.

von denen die vierte fortfallen kann (vergl. Abb. 288).

Erforderlicher Schlingenquerschnitt

$$f = \frac{1{,}414 \cdot 1{,}0 \cdot 22 \cdot 40}{2 \cdot 1000} = 0{,}62 \text{ cm}^2.$$

Verwendet wird Flacheisen $3^1/_4 \cdot 30$ mm mit $f = 0{,}97$ cm².

Pos. 8. Unterzug.

$l = 6{,}20$ m $\quad l' = 6{,}35$ m

Einzellast von Pos. 4 $P = 15\,000$ kg

Decke (Pos. 5) $1450 \cdot \frac{3{,}0}{2} = 2180$ kg/m

Eigengewicht . . . . . . 220 „

2400 kg/m

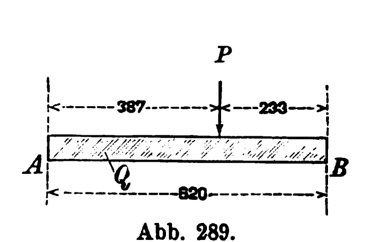


Abb. 289.

$$Q = 2400 \cdot 6{,}20 = 14\,900 \text{ kg}$$

$$A = \frac{14\,900}{2} + \frac{15\,000 \cdot 233}{620} = 13\,080 \text{ kg}$$

$$B = 16\,820 \text{ kg}$$

$$M = 13\,080 \cdot 402 - 2400 \cdot 3{,}87 \cdot \frac{387}{2} = 3\,480\,000 \text{ cmkg}$$

$$h = 58 \text{ cm}, \qquad h' = 56 \text{ cm}, \qquad F_e = 69{,}7 \text{ cm}^2,$$

$$b = \frac{635}{3} = 212 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 69{,}7 \cdot 56 + 15^2 \cdot 212}{2\,(15 \cdot 69{,}7 + 15 \cdot 212)} = 19{,}4 \text{ cm}$$

$$y = 19{,}4 - \frac{15}{2} + \frac{15^2}{6\,(2 \cdot 19{,}4 - 15)} = 13{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,480\,000}{69{,}7\,(56 - 19{,}4 + 13{,}5)} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1000 \cdot 19{,}4}{15\,(56 - 19{,}4)} = 35{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{16\,820}{50{,}1 \cdot 40} = 8{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Betonbalken nimmt auf

$$4{,}5 \cdot 50{,}1 \cdot 40 = 9000 \text{ kg}.$$

Die abgebogenen Rundeisen nehmen auf

$$14{,}1 \cdot 800 = 11\,280 \text{ kg}.$$

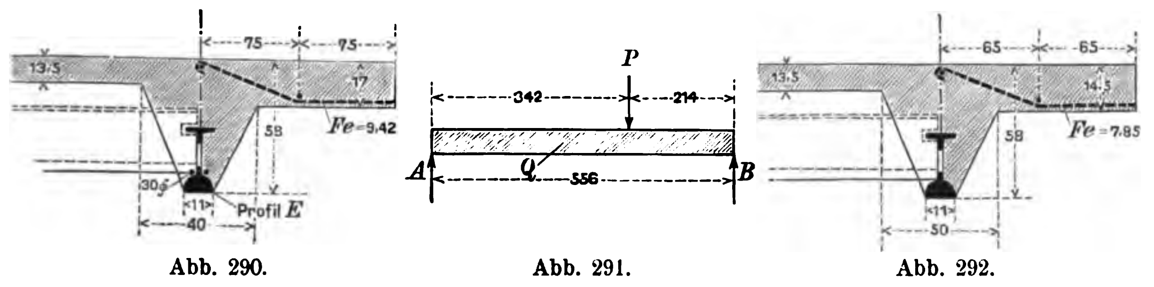


Abb. 290. Abb. 291. Abb. 292.

Schlingen sind also theoretisch nicht erforderlich; doch werden an jedem Ende 3 Schlingen aus Flacheisen $3^1/_4 \cdot 30$ mm eingebaut.

Pos. 9. Unterzug.

$$l = 5{,}56 \text{ m} \qquad l' = 5{,}80 \text{ m}$$

Einzellast von Pos. 4

$$P = 15\,000 \text{ kg}$$

Decke (Pos. 10) $1390 \cdot \frac{2{,}60}{2} = 1800$ kg/m

Eigengewicht . . . . . . 200 „

2000 kg/m

$$Q = 2000 \cdot 5{,}56 = 11\,120 \text{ kg}$$

$$A = \frac{11\,120}{2} + \frac{15\,000 \cdot 214}{556} = 11\,320 \text{ kg}$$

$$B = 14\,800 \text{ kg}$$

$$M = 11\,320 \cdot 354 - 2000 \cdot \frac{3{,}42 \cdot 342}{2} = 2\,810\,000 \text{ cmkg}$$

$$h = 58 \text{ cm}, \qquad h' = 56 \text{ cm}, \qquad b = \frac{580}{3} = 193 \text{ cm},$$

$$F = 55{,}6 \text{ cm}^2, \qquad d = \frac{13{,}5 + 14{,}5}{2} = 14 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 55{,}6 \cdot 56 + 14^2 \cdot 193}{2\,(15 \cdot 55{,}6 + 14 \cdot 193)} = 185 \text{ cm}$$

$$y = 18{,}5 - \frac{14}{2} + \frac{14^2}{6\,(2 \cdot 18{,}5 - 14)} = 12{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{2\,810\,000}{55{,}6 \cdot 50{,}4} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1000 \cdot 18{,}5}{15 \cdot 37{,}5} = 32{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{14\,800}{50{,}4 \cdot 50} = 5{,}85 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Betonbalken nimmt auf

$$50{,}4 \cdot 50 \cdot 4{,}5 = 11\,400 \text{ kg}.$$

Durch Schlingen sind aufzunehmen

$$14\,800 - 11\,400 = 3400 \text{ kg}.$$

Abstand der letzten Schlinge vom Auflager

$$\frac{3400}{2000} = 170 \text{ cm}.$$

Bei 24 cm Lochteilung im Bulbeisen werden erforderlich

$$\frac{170}{24} = \sim 7 \text{ Schlingen},$$

von denen die fünfte und siebente fortbleiben können.

Erforderlicher Schlingenquerschnitt

$$f = \frac{1{,}414 \cdot 1{,}35 \cdot 24 \cdot 50}{2 \cdot 1200} = 1{,}159 \text{ cm}.$$

Verwendet Flacheisen $3^1/_4 \cdot 40$ mm mit $f = 1{,}3$ cm².

Pos. 10. Deckenplatte im Seitenflügel.

$l = 2.60$ m

Nutzlast		1000 kg/m²
Eigengewicht 0,145 · 2400	. =	348 „
Fußboden	. ~	42 „
		1390 kg/m²

$$M = \frac{1390 \cdot 2{,}6 \cdot 260}{10} = 94\,000 \text{ cmkg}$$

Deckenstärke $h = 14{,}5$ cm.

$f_e = 7{,}85$ cm² = 10 R.-E. zu je 10 mm Durchm.

$$x = \frac{15 \cdot 7{,}85}{100}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 13{,}5}{15 \cdot 7{,}85}}\right) = 4{,}6 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 12 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 94\,000}{100 \cdot 4{,}6 \cdot 12} = 34{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{94\,000}{7{,}85 \cdot 12} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Pos. 11. Deckenplatte im Seitenflügel.

$l = 2.20$ m

Nutzlast		1000 kg/m²
Eigengewicht 0,125 · 2400	. =	300 „
Fußboden	. ~	50 „
		1350 kg/m²

$$M = \frac{1350 \cdot 2{,}2 \cdot 220}{10} = 65\,500 \text{ cmkg}$$

$h = 12{,}5$ cm $\quad h' = 11{,}5$ cm

$f_e = 6{,}28$ cm² = 8 R.-E. zu je 10 mm Durchm.

$$x = \frac{15 \cdot 6{,}28}{100}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 11{,}5}{15 \cdot 6{,}28}}\right) = 3{,}8 \text{ cm}$$

$$h' - \frac{x}{3} = 10{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 65\,500}{100 \cdot 3{,}8 \cdot 10{,}2} = 33{,}1 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{65\,500}{6{,}28 \cdot 10{,}2} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Biegungsfeste Profileisen als Eiseneinlagen für Verbundkonstruktionen bieten, wie bereits eingangs erwähnt, gegenüber den meist üblichen Eiseneinlagen aus Stabeisen, besonders bei Hochbauausführungen, mancherlei Vorteile.

Es wird bei Verwendung von biegungsfesten Profileisen von vornherein eine gute Aussteifung der Gebäudewände erzielt; die Räume können vorläufig dicht mit Brettern abgedeckt werden, und es ist die Möglichkeit vorhanden, die Betonarbeiten während des Rohbaues oder aber erst nach Fertigstellung desselben auszuführen; eine Unterbrechung der Maurerarbeiten ist also nicht erforderlich. Die Deckenschalung kann in einfachster Weise an die Profileisen angehängt werden, es sind nur wenige, leicht ausführbare Unterstützungen der Profileisen notwendig. Das Verlegen der Profileisen erfordert weniger Sachkenntnis als das exakte Verlegen einer größeren Anzahl Stabeisen, außerdem ist auch das Betonieren einfacher. Diese eben angeführten Vorteile dürften bei manchen Bauausführungen ins Gewicht fallen.

In einer sehr interessanten, vergleichenden Kostenberechnung versucht Stadtbauingenieur Weidmann in Stettin (vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft VIII) an zwei Beispielen aus dem Hochbau — ausgeführte Deckenkonstruktionen — darzutun, daß bei richtiger Wahl der Profileisen trotz der Mehraufwendung an Eisen bei biegungsfesten Eiseneinlagen gegenüber. Eiseneinlagen aus Stabeisen die Kosten für diese beiden Arten nur unwesentlich verschieden sind, während Dipl.-Ing. Kaufmann auf Grund der Weidmannschen Untersuchungen sogar zu dem Schluß kommt, daß sich unter Beachtung aller in Betracht kommenden Umstände der Preis für die Rundeisenkonstruktion noch um etwa 1 bis 1,50 Mark für 1 m^2 höher stellen dürfte, als für die Bulbeisendecke.

Die Eggertdecke. Das Charakteristische dieses Systems bilden die in den massiven Baukörpern eingebetteten Eisenstäbe (Abb. 293 bis 295); diese verlaufen in der Mitte des Trägers horizontal und gehen nicht weit von ihren Enden vermittels Aufbiegungen in die Druckzone über, wo sie durch eigentümliche Endformen oder Ankerplatten befestigt werden. Sofern bei einem mit solchen Stäben hergestellten Balken die Endbefestigung der Stäbe sicher ist, bedarf es für die Kräfteübertragung einer Inanspruchnahme der Haftfestigkeit zwischen dem Beton und den Eisenstäben, wie es bei den bekannten Konstruktionen der Fall ist, nicht mehr. Diese vollzieht sich vielmehr, von den Endbefestigungen und den Aufbiegungen der Stäbe ausgehend, in ganz ähnlicher Weise wie bei einem Fachwerkträger.

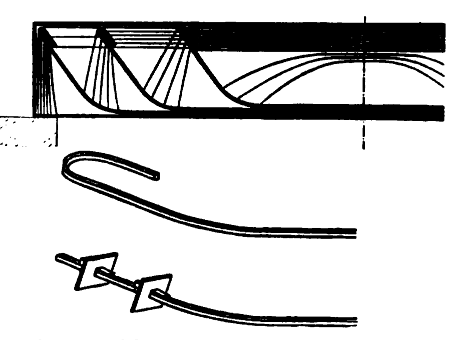


Abb. 293 bis 295. Eiseneinlagen der Eggertdecke.

Die Voraussetzung der sicheren Endbefestigung der Stäbe in der Druckzone trifft aber zu, sowohl bei den Ankerplatten, bei welchen kein Zweifel möglich wäre, als auch bei den Endumbiegungen, welche wegen der Einfachheit der Ausführung in der Regel angewendet werden. Die zahlreichen Belastungsversuche mit Probeausführungen nach dem neuen System, welche zum Teil sehr bedeutende Spannweite und Tragkraft hatten, haben dies sämtlich bestätigt, indem die Endbefestigungen stets unverändert geblieben sind.

Die Ähnlichkeit der Konstruktion mit einem eisernen Fachwerkträger kann natürlich nur hinsichtlich der Eiseneinlagen auftreten, da der massive Baukörper aus baulichen

Gründen in der Regel durchgehends gleich stark gehalten wird. Mit dieser Einschränkung tritt sie aber auffallend hervor. Der Gesamtquerschnitt der gezogenen Gurtung nimmt von der Mitte nach den Auflagern hin ab, während die Zugdiagonalen in dieser Richtung immer näher aneinander rücken; die Befestigung der Zugdiagonalen in der Druckzone erfolgt durch die Endformen der Stäbe, wie bei der Eisenkonstruktion durch die Nietverbindung; für die diagonalen Druckkräfte, welche, sich aus der Druckzone abzweigend, durch die Eisenstäbe in die Zugzone hinabgezwungen werden, ist in den Ausrundungen der Stäbe eine ihrer Größe entsprechende Angriffsfläche geschaffen. Noch mehr springt die Ähnlichkeit in die Augen, wenn man die Konstruktion mit einem Eisenfachwerk in Vergleich stellt, welches aus gleich starken Stäben zusammengesetzt ist, wie sie bei dem massiven Träger zur Anwendung kommen.

Die Kräfteübertragung in der Eggertdecke liegt hiernach klar zutage. Die Größe der Kräfte kann mittels eines Kräfteplans ermittelt und die Beanspruchung des Materials in allen Einzelheiten rechnerisch genau festgestellt werden, so daß man die Konstruktion mit der Gewähr größter Sicherheit ausführen kann. Diese ist nur abhängig von der Zugfestigkeit des Eisens und der Druckfestigkeit des Stampfbetons oder anderen Steinmaterials, welches man für die gedrückte Schicht verwenden will.

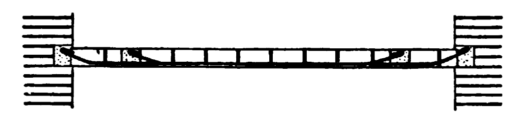


Abb. 296. Eggertdecke als Träger auf 2 Stützen.

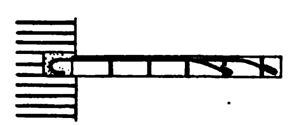


Abb. 297. Eggertdecke als Freiträger.

Die Eggertkonstruktion kann nach allen Systemen der Gitterkonstruktionen ausgebildet werden, als Träger auf zwei Stützen (Abb. 296), als Freiträger (Abb. 297) oder auch als Kragträger (Abb. 298), wenn sich die Decke über mehrere Stützpunkte erstreckt. Auch die Grenzen ihrer Spannweite und Belastung können außerordentlich weit gezogen werden.

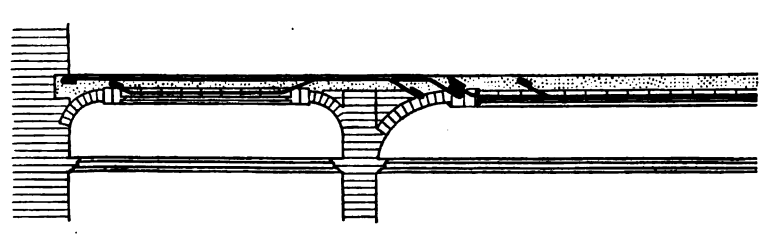


Abb. 298. Eggertdecke als Kragträger.

Für die Herstellung des massiven Baukörpers der Eggertdecke ist eine große Freiheit dadurch geschaffen, daß er keinerlei Zugkräfte mehr zu übernehmen braucht, indem diese allein den Eisenstäben zufallen. Er braucht daher nicht mehr ausschließlich aus dem harten, zugfesten Stampfbeton hergestellt zu werden, welcher, wie oben ausgeführt ist, für die Ausführungen des Hochbaues so lästig sein kann. Möge er sich daher auf Ingenieurbauten und Gebäude vorwiegend technischer Art, wie Lagerhäuser, Werkstätten u. dergl., beschränken; bei Bauten mit vielgestaltigem Ausbau wird er wenigstens aus der Zugzone der Konstruktionen verschwinden müssen, um weicheren Materialien Raum zu geben. Insbesondere erscheint der poröse Ziegelstein sehr geeignet für die Herstellung der Deckenfläche (Abb. 299), und er kann bei Spannweiten bis zu 5 und 6 m unter Umständen sogar ausschließlich zu dem ganzen Deckenkörper verwendet werden (Abb. 300).

Hierdurch wird eine Deckenfläche gewonnen, an welcher der Putz gut haftet und an welcher insbesondere auch nachträglich noch alle vorkommenden kleinen Bauarbeiten ohne Schwierigkeiten vorgenommen werden können.

Da die Eisenstäbe in der Decke gleichmäßig verteilt sind, wirkt diese wie eine auf zwei Seiten aufliegende Platte und belastet die tragenden Mauern auf ihre ganze

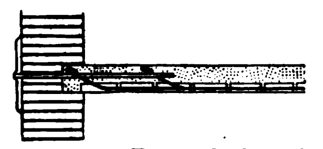


Abb. 299. Eggertdecke mit porösen Ziegelsteinen.



Abb. 300. Eggertdecke unter ausschließlicher Verwendung poröser Ziegelsteine.

Länge; Verankerungen lassen sich überall leicht anbringen und werden beim Stampfen der Betonschicht ohne weiteres befestigt (vergl. Abb. 299).

Die für die Eggertdecke erforderliche Konstruktionshöhe ist gering; man kann z. B. in Wohnhausbauten Decken von 2 m Spannweite mit 8 cm Stärke, von 4 m mit 13 cm und von 6 m mit 18 cm Stärke gut ausführen.

Die Ausführung der Eggertdecke ist nicht schwierig, am einfachsten ist diejenige aus Ziegelsteinen mit und ohne Betonschicht. Die Arbeit braucht hierbei nicht so eilig betrieben zu werden wie bei dem reinen Betonbau, und die Eisen lassen sich, indem sie in die Fugen gelegt werden, bequemer in die richtige Lage bringen. Sie werden dabei nur in eine schmale Mörtelleiste eingebettet; die Fugen bleiben oben offen und werden später mit dickbreiigem Beton ausgefüllt. Bei Anwendung einer Betonschicht über der Ziegellage wird dadurch eine innige Verbindung der beiden Schichten erzielt.

Die Biegungen der Eisenstäbe werden mittels eines hierfür konstruierten Biegeapparates leicht hergestellt, selbst bei Stäben bis zu 20 mm [] Querschnitt.

Für den Aufbau der Decken ist eine durchgehende Schalung nötig, welche kräftig konstruiert sein muß. Man gibt derselben einen kleinen Stich, damit die Decke sich beim Ausschalen ein wenig durchschlagen kann, ohne unter die Horizontale hinabzusinken.

Die Herstellungskosten der Eggertdecke stellen sich verhältnismäßig niedrig, weil die Ausnutzung der Materialien in günstigster Weise erfolgt und die Ausführung einfach ist. Ganz besonders ist dies der Fall, wenn die Decke kragträgerartig konstruiert oder in Unterzüge und Zwischendecken aufgelöst wird (Abb. 300). In letzterem Falle ist dies darauf zurückzuführen, daß der Baukörper der Zwischendecken zum Teil mit zur Druckgurtung der Unterzüge herangezogen wird, wobei die Druckfestigkeit des Materials in zwei Richtungen in Anspruch genommen wird.

In ihrer reinen Form ohne eiserne Träger muß die Eggertdecke in der Regel unmittelbar nach der Aufmauerung eines Geschosses, also unter freiem Himmel ausgeführt werden, weil sie ihr Auflager auf der ganzen Länge der tragenden Mauern findet. Dies ist für die Güte der Ausführung ohne Nachteil und hat für die Gebäude den Vorteil, daß sie dadurch eine ausgezeichnete Verankerung erhalten; es erfordert aber, wenigstens bei kleinen Gebäuden, eine Verlängerung der Bauzeit für die Rohbauarbeiten. Von Fall zu Fall muß daher abgewogen werden, ob die Verlängerung der Bauzeit durch die Vorzüge der Konstruktion ausgeglichen wird. Ist dies nicht der Fall, so muß die Eggertdecke, wie alle anderen massiven Deckenkonstruktionen, zwischen eiserne Träger gespannt werden, welche dann nur in größere Entfernung gelegt werden können.

Die Eggertdecke ist bereits bei zahlreichen Staats- und Privatbauten zur Verwendung gekommen; Abb. 302 u. 303 stellen die über der Turnhalle des neuen Gymnasiums zu Groß-Lichterfelde von der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft ausgeführte Eggertkonstruktion mit ihren über 13 m weit gespannten Unterzügen dar, während die nebenstehende Abb. 301 einen Teil der montierten Eiseneinlagen mit ihren charakteristischen Umbiegungen wiedergibt; die letztere Darstellung stammt von einem Geschäftshausneubau in Frankfurt a. M.



Abb. 301. Eiseneinlagen der Eggertdecke, zum Teil montiert. (Geschäftshaus-Neubau in Frankfurt a. M.)

Häufig wird vom Bauherrn oder von Architekten das Verlangen einer ebenen Deckenuntersicht gestellt; man kann dieser Forderung bei den Plattenbalkensystemen leicht gerecht werden, indem man entweder in die Rippen Holzleisten einläßt, auf welchen man eine Lattung zur Aufnahme der Deckenbekleidung aufnagelt, oder aber man betoniert in die Platten selbst genügend lange Halter aus dünnen Rundeisen mit ein und befestigt an denselben nach erfolgter Ausschalung eine Rabitzdecke. Die letztere Ausführung wird z. B. am Neubau des Justizpalastes in Mainz gewählt, vergl. Abb. 176 u. 177. Durch eine derartige Anordnung wird natürlich eine nicht unwesentliche Verteuerung der ganzen Anlage herbeigeführt, ein Umstand, der lange Zeit für die Verwendung des Eisenbetons zur Wohnhausdecke eine tatsächliche Schwierigkeit bildete.

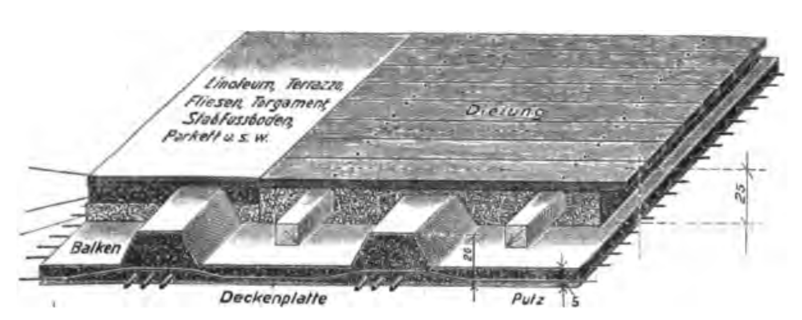
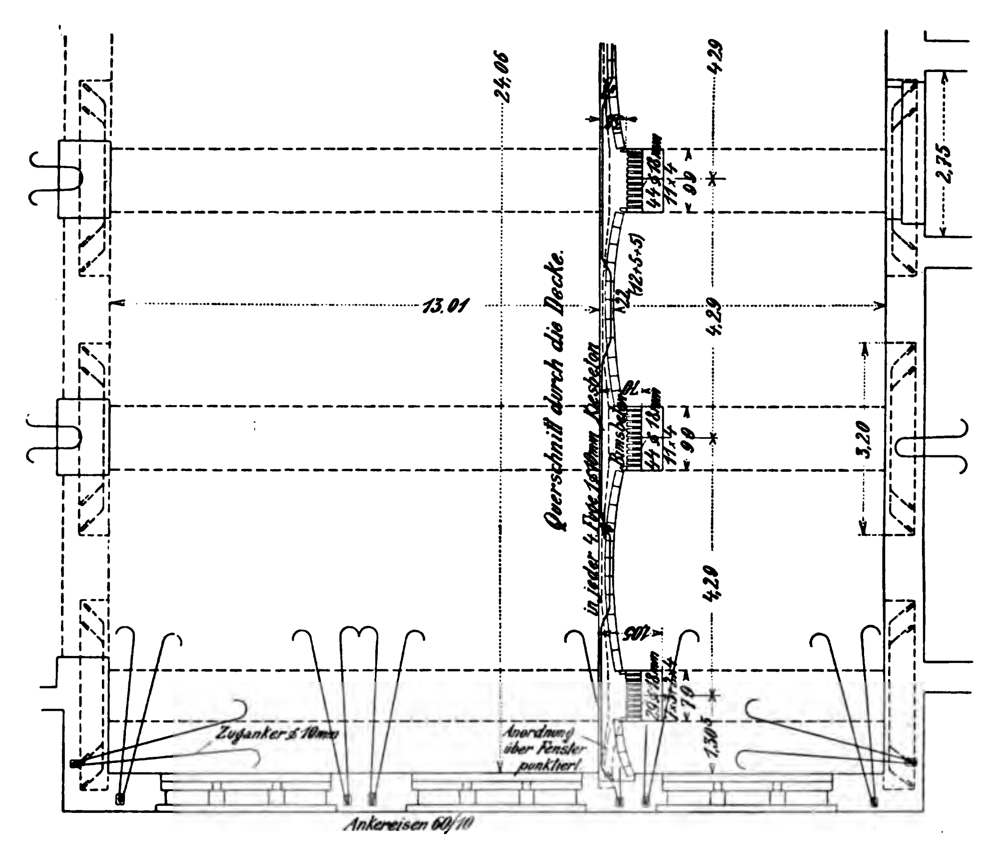


Abb. 304. Eisenbetonbalkendecke, System Grevé.

Abweichend von der den Eisenbetondecken sonst allgemeinen eigenen plattenartigen Gestalt lehnt sich die oben dargestellte Eisenbetonbalkendecke (System Grevé) in ihrer äußeren Form an diejenige der alten Holzbalkendecke an, denn auch sie zeigt in Abständen von etwa 1,0 m nach oben vorspringende Balken mit tieferliegenden, zur Aufnahme der gegen Hellhörigkeit und Temperatureinflüsse schützenden Koksasche-, Sand- usw. Aufschüttung dienenden Zwischenfeldern.

Die Eisenbetonbalkendecke (Abb. 304) zeigt ohne Rücksicht auf Spannweite



Längsschnitt durch den Unterzug.

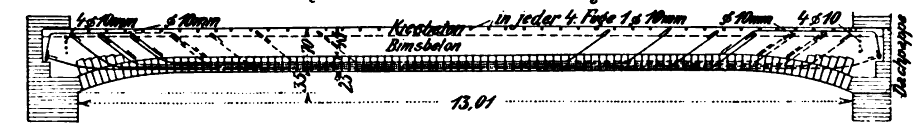


Abb. 302 u. 303. Ausführung der Eggertdecke über der Turnhalle des Gymnasiums in Groß-Lichterfelde.

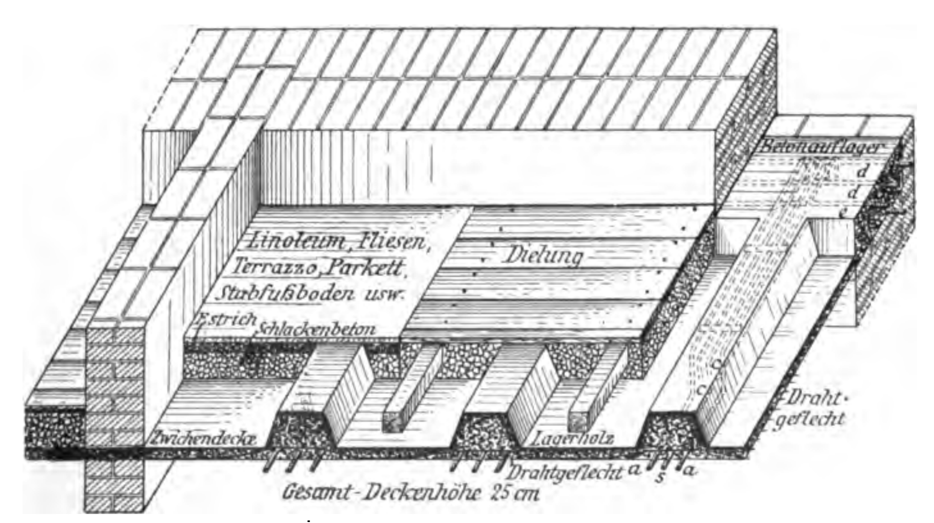


Abb. 305. Auflager der Eisenbetonbalkendecke, System Grevé.

und Belastung eine stets gleichbleibende Konstruktionshöhe, welche selbst bei 6 m Stützweite einschließlich isolierender 15 cm hoher Aufschüttung und Dielenfußboden auf Lagerhölzern nur 25 cm beträgt. Entsprechend den auftretenden Momenten ändern sich nur die Balkenbreiten und Eiseneinlagen, ohne Einfluß auf die Deckenhöhe. Da sämtliche Deckendurchbrechungen für Rohrleitungen, Speisenaufzüge usw. in den Zwischenfeldern angeordnet werden können und an den Wänden Ortbalken nicht erforderlich sind, wird die Tragfähigkeit der Decke selbst bei nachträglichen Änderungen nicht beeinträchtigt.

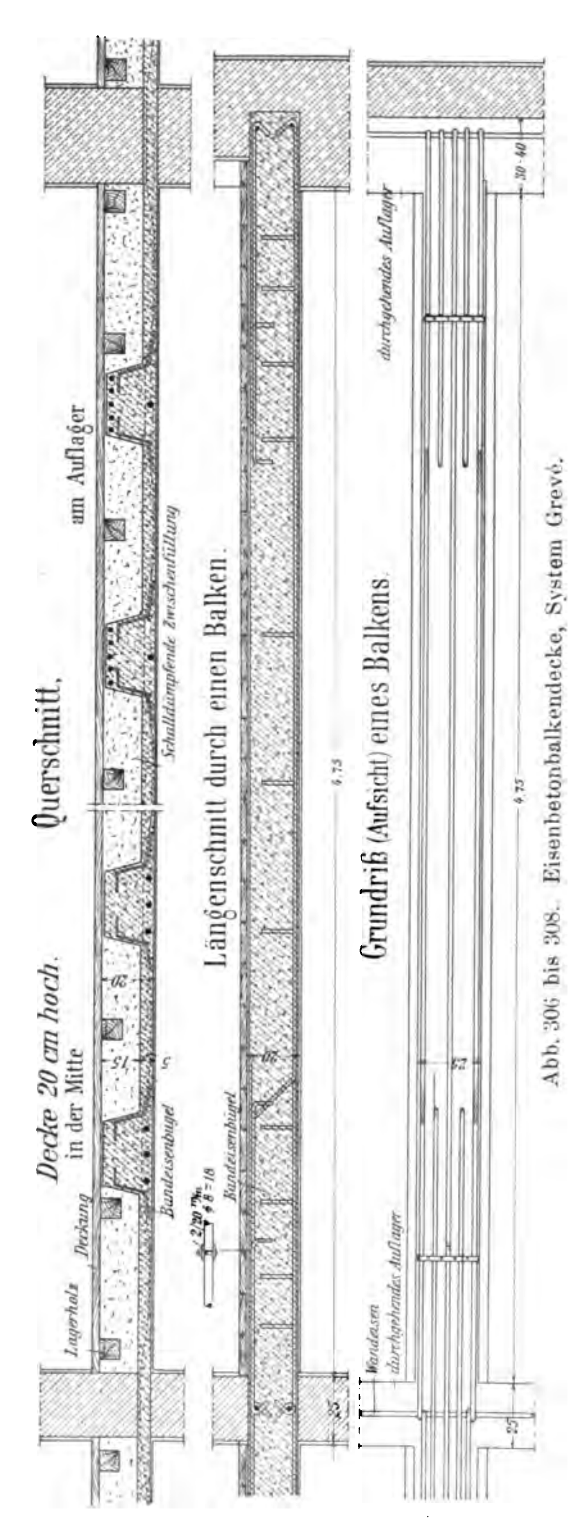


Abb. 306 bis 308. Eisenbetonbalkendecke, System Grevé.

Das über die unteren Eiseneinlagen der Balken laufende Harfengeflecht dient sowohl zur Armierung der Zwischenplatten, als zur Erzielung einer kreuzseitigen, jedwede Rißbildung verhindernden Verspannung der gesamten Deckenfläche.

Ein weiteres kennzeichnendes, patentamtlich geschütztes Merkmal der Eisenbetonbalkendecke (System Grevé) ist das aus Abb. 305 ersichtliche, die Balkenenden auf der Mauer verbindende und in Balkenhöhe durchlaufende eisenarmierte Betonauflager, mittels dessen

1. die Balkenlasten auf die Mauern gleichmäßig verteilt werden,

2. das Gebäude nach jeder Richtung hin verankert und versteift wird, was besonders im Industrie- und Bergwerksbezirk von großer Wichtigkeit ist,

3. volle Einspannungsfähigkeit der gesamten Decke, selbst unter Tür- und Fensteröffnungen, erreicht wird.

Das Vorhandensein fester Einspannung wurde sowohl theoretisch und praktisch durch Probebelastungen, auch behördlicherseits, nachgewiesen. Die mit $M_a = \frac{q\,l^2}{12}$ und $M_m = \frac{q\,l^2}{24}$ berechneten Decken zeigten hierbei, obwohl unter Tür- und Fensteröffnungen endigend und über die ministeriellen Vorschriften hinaus belastet, bei Ausschluß jedweder Rißbildung nur ganz geringe Durchbiegungen. Während z. B. bei 6,15 m Stützweite

die Durchbiegung nach theoretischer Berechnung hätte 1,14 cm betragen können, betrug dieselbe nur 0,415 cm.

Die Eisenbetonbalkendecke (System Grevé) wird gleichzeitig mit dem Wachsen





Abb. 309 u. 310. Eisenbetonbalkendecke, System Grevé, während und nach der Ausführung.

des Neubaues eingebaut, die Ausführung geht, da sämtliches Eisen fix und fertig gebogen auf den Bau gelangt, schnell vor sich, und tritt daher keine Behinderung im Baufortgange ein.

Die Kosten der Decke sind infolge günstigster Materialausnutzung gering, so daß dieselbe jederzeit mit der Holzbalkendecke konkurrieren kann.

Die umstehenden Abb. 306 bis 308 zeigen die Anordnung einer 20 cm hohen Decke, die Photographien (Abb. 309 u. 310) die Decken während der Herstellung.

Die Berechnung erfolgt genau nach den ministeriellen Vorschriften vom 24. Mai 1907.

Einer der aussichtsvollsten Versuche zur Lösung dieser Frage, an der im Laufe der letzten Jahre in allen Ländern viel gearbeitet wurde, ging von Deutschland aus. Das Prinzip der Versuche ist, der ebenen Platte aus Eisenbeton mit Hilfe von Hohlkörpern, welche in die Platte eingebaut werden, ohne beträchtlichen Mehraufwand von Material eine größere Konstruktionshöhe zu geben, so daß das eingebettete Eisen möglichst weit von der neutralen Achse entfernt zu liegen kommt und damit zur besseren statischen Wirksamkeit gelangt.

Im weiteren Verfolg sind dann wiederum neue Systeme aufgetaucht, deren Grundidee vollkommen verschieden ist von der eben geschilderten; die Erfinder dieser Systeme stellen Hohlbalken aus armiertem Beton fabrikmäßig her und verlegen diese ohne Zuhilfenahme von Stützen oder Schalungen auf die Tragmauern.

Im nachstehenden sollen die wichtigsten dieser neueren Systeme beschrieben werden.

IV. Eisenbetondecken mit ebener Untersicht.

Hohlkörperdecke, System Ed. Züblin. Hohldecken aus Eisenbeton haben vor den Massivdecken zwei Vorteile: 1. wird durch die Anordnung eines inneren Hohlraums, einer Zwischenluftschicht, die Isolierung der Decke verbessert, 2. ist es bei solchen Decken möglich, rationell, d. h. mit möglichst geringem Materialaufwand zu konstruieren und trotzdem der Decke eine ebene Untersicht zu geben, welche sowohl aus architektonischen wie hygienischen und betriebstechnischen Gründen oft erwünscht ist.

Diese beiden Vorzüge können, wie vorher erwähnt, oft mehr oder minder dadurch erreicht werden, daß man an eine Massivdecke mit vortretenden Rippen nachträglich eine Rabitzverkleidung anhängt. Sobald es sich aber um Decken über Räumen mit hoher Innentemperatur und namentlich um solche mit hohem Feuchtigkeitsgehalt der Luft handelt, kann unter Umständen ein Schwellen und Faulen der Rabitzdecke eintreten. Dieser Übelstand ist nicht vorhanden, wenn die Hohlräume mittels hohler und poröser Ziegel gebildet werden, jedoch haben diese wieder den Nachteil zu großen Eigengewichtes, und außerdem lassen sie sich, da die Konstruktionshöhe nicht genügend groß ist, nur für geringe Spannweite anwenden.

Die Hohlkörperdecke, System Ed. Züblin, welche seit einer Reihe von Jahren insbesondere bei Papierfabriken, Bleichereien, Badeanstalten, sodann aber auch bei anderen Fabrikbauten, wie Webereien usw., und endlich bei Wohnhausbauten in großem Umfange angewendet worden ist, soll den vorgeschilderten Übelständen abhelfen.

Die Herstellungsweise dieser Decke ist die folgende (vergl. Abb. 311 bis 313): Auf ein rechtwinklig sich kreuzendes System von Schalbalken, welche zugleich die Bodenschalung für die Betonträger (bezw. Rippen) *a* bilden, werden kastenförmige, vorher betonierte Hohlkörper *b* mit der geschlossenen Seite nach unten verlegt, so daß dazwischen sich kreuzende hohle Kanäle entstehen, in welche Armaturstäbe verlegt werden, und die man später mit Beton ausstampft und in üblicher Weise als Betonträger konstruiert. Gleichzeitig wird die obere offene Seite der Hohlkörper mit einer ebenfalls vorher angefertigten dünnen Eisenbetonplatte *c* von $2^1/_2$ bis 3 cm Stärke abgedeckt, über welche dann noch

eine obere Schicht (zugleich Platte und Druckpartie des Trägers) von 5 bis 7 cm Stärke samt der nötigen Armatur an Ort und Stelle und gleichzeitig mit der Betonierung der Träger aufgebracht wird. Zur besseren Verbindung des Hohlkörperdeckels mit der oberen Betonschicht wird ersterer mit vorstehenden Bügeln versehen.



Abb. 311. Hohlkörperdecke, System Ed. Züblin.

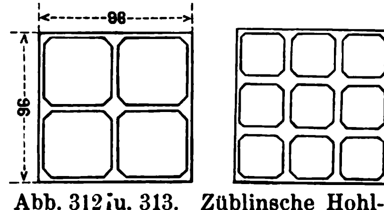


Abb. 312 u. 313. Züblinsche Hohlkörper.

Die Hohlkörper haben eine Größe von 96 × 96 cm und 2 oder 4 Versteifungsrippen, also entweder einen Querschnitt nach Abb. 312 oder Abb. 313. Dieselben sind aus Schlackenbeton gepreßt und mit einem Drahtgewebe armiert; die Wandstärke beträgt $1^1/_2$ bis 2 cm. Die Hohlkörper werden in Höhen von 17 bis 40 cm angefertigt, so daß die Gesamthöhe der fertigen Decke 25 bis 50 cm und das Eigengewicht derselben 215 bis 395 kg/m² beträgt.

Diese Decken haben bei Belastungsproben stets gute Resultate, insbesondere eine sehr hohe Steifigkeit gezeigt.

Kombinierte Massivdecke, System Züblin. Die kombinierten Massivdecken, wegen der teilweisen Verwendung von Schlackenbeton auch kurz „Schlackendecken" genannt, werden derart konstruiert, daß der Druckgurt und die Rippen, welche die zu Gruppen vereinigten Eiseneinlagen umhüllen, sowie ferner eine dünne Schicht in der Unterfläche aus Kiesbeton bestehen, während die Zwischenräume lediglich zur Erzielung einer ebenen Untersicht eine leichte und statisch indifferente Füllung, meist ein Gemisch von Schlacke und Zementmörtel enthalten (s. Querschnitt, Abb. 314).

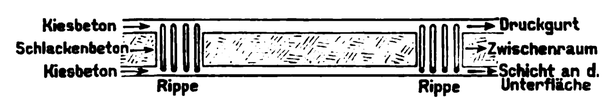


Abb. 314. Querschnitt einer kombinierten Massivdecke, System Ed. Züblin.

Die Tragrippen sind in Abständen durch kräftige Querrippen versteift, so daß ungefähr quadratische Schlackenbetonfelder entstehen.

Die Decken haben, wie schon erwähnt, zwischen den vortretenden Hauptträgern eine glatte Unterfläche; die Querschnittshöhe nimmt aber gegen die Auflager stark zu, so daß dort eine konsolartige Verstärkung, eine sogenannte „Voute" entsteht; diese Verstärkung ist notwendig zur Aufnahme des über den Stützen auftretenden negativen Momentes, das bei kontinuierlichen Platten bekanntlich stets größer ist als das positive Moment in der Mitte.

Die Hauptträger einer solchen kombinierten Massivdecke sind wie bei anderen Eisenbetondecken als kontinuierliche Balken konstruiert.

Armatur. Die Armatur eines solchen Deckensystems besteht aus:

1. Armatur der Hauptbalken,
2. Armatur der Tragrippen der Decke,
3. Armatur der Querrippen der Decke und
4. Armatur der Zwischenfelder der Decke.

Die Armatur ist im wesentlichen nach dem System der Plattenbalken gebildet und besteht aus Längsarmatur (Rundeisen) und Bügeln; sie weist aber gegenüber dem ursprünglichen Plattenbalkensystem wesentliche Verbesserungen auf, deren Notwendigkeit durch die seitherigen Erfahrungen und wissenschaftlichen Forschungen und Versuche erwiesen wurde.

So hat sich vor allem gezeigt, daß es zur Erzielung einer guten Konstruktion nicht genügt, bei einer kontinuierlichen Decke einfach den Querschnitt in der Mitte zu berechnen, da in den weitaus meisten Fällen gar nicht dieser, sondern der Querschnitt über dem Auflager der gefährliche ist.

Selbst wenn man den Querschnitt in Balkenmitte nach dem Moment $\frac{pl^2}{10}$ dimensioniert, welcher Wert für die Mitte eines kontinuierlichen Balkens zu groß ist, und die erhaltene Deckenstärke auch am Auflager beibehält, macht man einen Fehler, da das Moment am Auflager bei ungünstiger Belastungsanordnung bis $\frac{pl^2}{8}$ steigen kann; man hat also dann die Mitte zu stark, das Auflager zu schwach dimensioniert.

Daher empfehlen alle neueren Vorschriften über Berechnung und Ausführung von Eisenbetonbauten, die genauen ungünstigsten Momente, sowohl für Feldmitte als für Auflager aufzustellen, sei es graphisch, sei es nach Tabellen (z. B. Winklersche), und aus diesen ungünstigsten Momenten die Querschnittsabmessungen herzuleiten. Man wird also dann Decken und Balken erhalten, welche in der Mitte verhältnismäßig leicht, aber gegen das Auflager zu, entsprechend den Momenten, bedeutend verstärkt sind.

Ebenso wird auch der Eisenquerschnitt über den Auflagern bedeutend größer werden als derjenige in der Mitte; am Auflager ist das Moment negativ, also die Zugspannungen oben; wir haben demnach hauptsächlich oben eine Eiseneinlage nötig, welche durch das Übergreifen der beiderseitigen, gebogenen Eisen gebildet wird.

Diese Art der Armierung mit Übergreifen der gebogenen Eisen bis über den Momentennullpunkt ist die einzig wissenschaftlich begründete: Das negative Moment und die Zugspannungen sind nun einmal da, und ihnen muß zur Entlastung des Betons durch Einlagen von Eisen begegnet werden.

Wenn auch der Eisenquerschnitt in der Mitte der Öffnungen bei diesem Verfahren geringer ist, als wenn mit dem Moment $\frac{pl^2}{10}$ gerechnet wird, so ist die gesamte, für eine Decke nötige Eisenmenge dennoch größer, und zwar um durchschnittlich 20 vH., eben infolge des starken Übergreifens (bis gegen den dritten Teil der Öffnung) der Eisen.

Nach diesem Verfahren sind die Hauptbalken und Tragrippen der kombinierten Massivdecken armiert.

Eine weitere Abweichung der Armatur der kombinierten Massivdecken gegenüber dem ursprünglichen Hennebiquesystem liegt in der Form und Anordnung der Bügel.

Statt der früheren Flacheisenbügel, welche den Beton in unerwünschter Weise zerschneiden, werden ausschließlich Rundeisenbügel verwendet; mit Rücksicht auf die unter 45° geneigten, in der Nähe der Auflager auftretenden Zugspannungen, welche aus der Schubspannung entstehen, werden die Bügel in der Nähe der Auflager schräg eingelegt. Dies ist besonders in den Hauptbalken notwendig, in der Decke allerdings weniger, weil dort die Schubspannungen gering sind.

Für die Rippen der Decke werden dann sogenannte „Sperrbügel", welche aus gedrehten Rundeisen bestehen, verwendet; diese haben neben der größeren Adhäsion,

durch welche eine vorzügliche Verbindung der Zugpartie mit der Druckpartie des Betons erzielt wird, gegenüber den gewöhnlichen Rundeisenbügeln den großen Vorteil, daß sie die obere und untere Eiseneinlage einer Decke in ihrer genauen Lage fixieren (auseinandersperren), wodurch es möglich wird, die Armatur von vornherein als festes Gerippe herzustellen, das



Abb. 315. Züblinscher Sperrbügel.

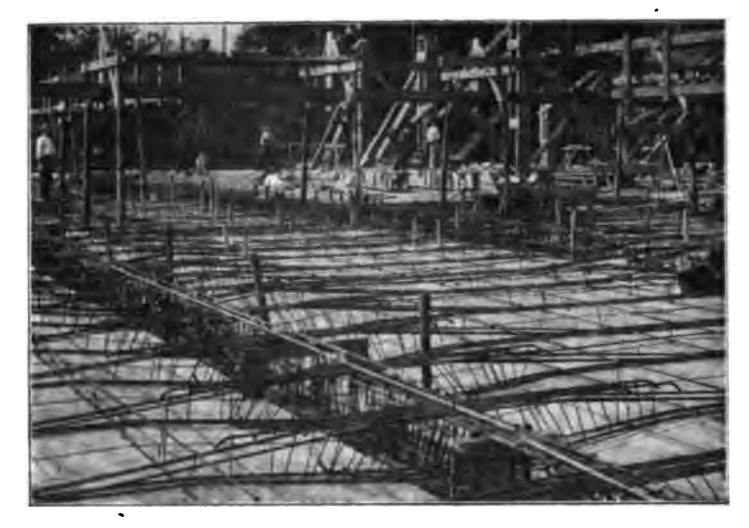


Abb. 316. Baumwollspinnerei Mittweida. Armatur der Decke über Erdgeschoß.

auch ohne die Betonfüllung schon eine bedeutende Steifigkeit besitzt (Abb. 315).

Die Armatur der Querrippen wird, da die letzteren nur zur Versteifung dienen, in der Rechnung nicht berücksichtigt.

Die untere Betonschicht erhält in beiden Richtungen eine Armatur von dünnen Drähten, welche mittels Bügel durch den Schlackenbeton hindurch mit der oberen Betondruckpartie verbunden ist. In besonderen Fällen erhält auch die obere Betonschicht eine leichte Armatur.



Abb. 317. Baumwollspinnerei Mittweida. Innenansicht des Dachgeschosses. Hängezapfen für Transmission, Selfactor-Vorgelege.

Die beiden nebenstenden Abb. 316 u. 317 stellen eine kombinierte Massivdecke während des Baues und nach Vollendung desselben dar; sie lassen insbesondere auch erkennen, daß ohne besondere Schwierigkeiten Hängezapfen für Transmissionen an der Decke angebracht werden können.

Die beiden vorbeschriebenen Deckensysteme sind u. a. auch bei dem Neubau des Warenhauses Tietz in umfangreichem Maße zur Verwendung gelangt

Grundriß und charakteristische Schnitte dieses Baues sind in den Abb. 318 bis 321 dargestellt; nachstehend folgt noch ein Auszug aus der statischen Berechnung für die Eisenbetonkonstruktionen dieses Neubaus in Straßburg.

Allgemeines. Die Decken sind sämtlich, mit Ausnahme derjenigen über dem großen Mittelraum, als kombinierte Massivdecken gebaut, derart, daß der Druckgurt und die Rippen, welche die zu Gruppen vereinigten Eiseneinlagen umhüllen, aus Kiesbeton bestehen, während die Zwischenfüllung der Rippen aus leichtem Schlackenbeton hergestellt ist.

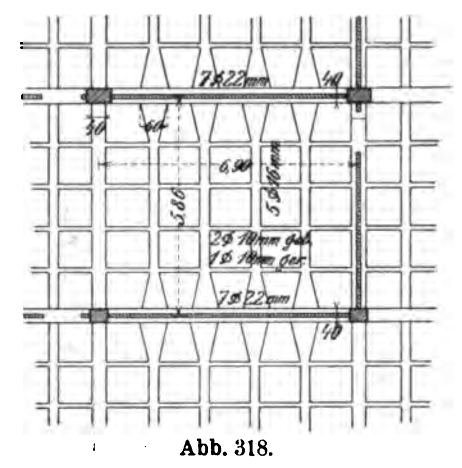


Abb. 318.

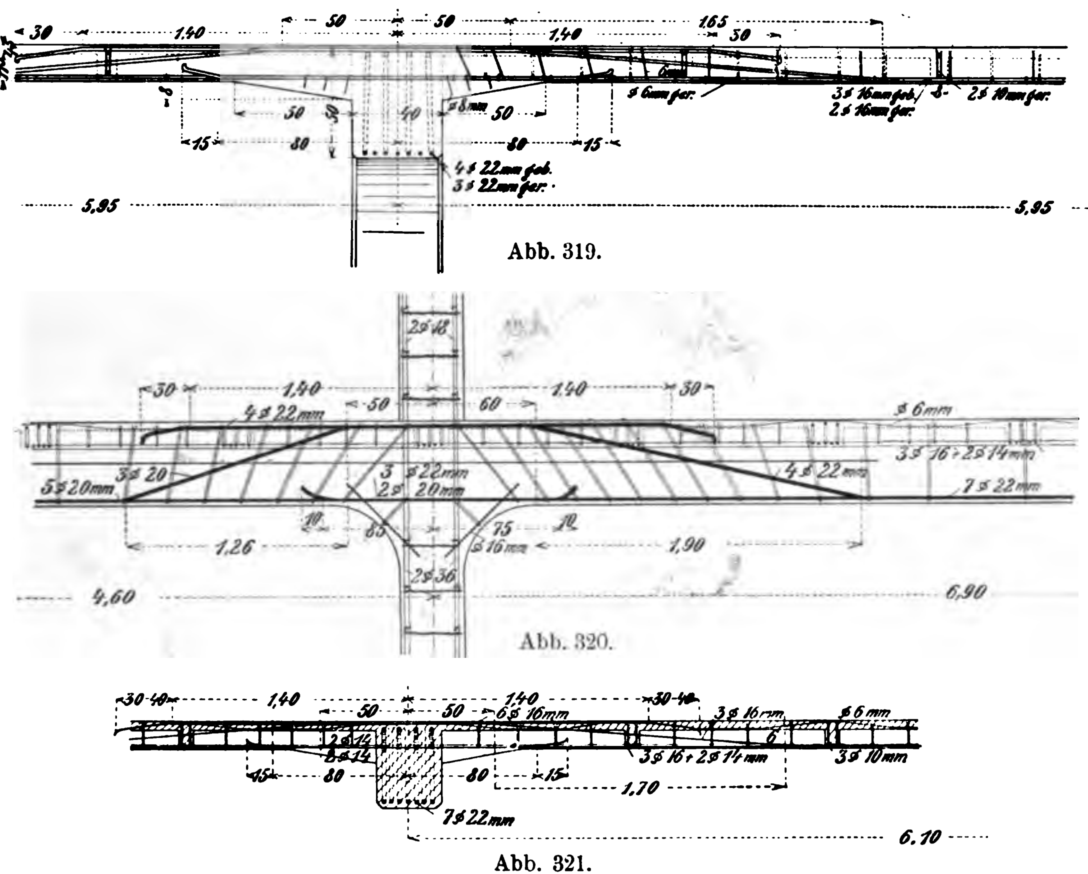


Abb. 319.

Abb. 320.

Abb. 321.

Abb. 318 bis 321. Grundriß eines Geschoßteils nebst charakteristischen Schnitten durch die Züblinschen Deckenkonstruktionen im Warenhaus Tietz in Straßburg.

Die Decke des großen Mittelraums dagegen ist als Hohlkörperdecke, D.R.-P. 126312, ausgeführt.

Alle Decken haben zwischen den vortretenden Trägern eine ebene Unterfläche.

Berechnungsweise. Dieselbe entspricht im allgemeinen den preußischen amtlichen Normen für die Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen bei Hochbauten.

Demgemäß sind folgende Spannungswerte als zulässig gewählt.

Beton auf Druck bei Biegung	45 kg/cm²
Beton auf Zug bei Biegung	0 „
Beton auf Druck bei unmittelbarem Druck . . .	40 „
Eisen auf Zug	1200 „
Eisen auf Druck	1000 „

Die Adhäsion ist überall durch Hakenverbindungen sichergestellt, während für die Aufnahme der Schubspannungen durch Abbiegen der Eisen und Einlage von Bügeln gesorgt ist.

Belastungsannahmen. Das Eigengewicht des Betons beträgt 2000 kg/m³; da derselbe für eine Betonquerschnittsfläche eine Eisenmenge von 0,5 bis 1 vH. enthält, oder, mit einem Zuschlag von 30 vH. des Eisenquerschnitts für die Bügel, einen maximalen Eisenprozentzusatz von 1,5 vH., so erhöht sich das Gewicht des armierten Betons auf

$$2000 + \frac{1,5}{100} \cdot 7850 = 2000 + 118 = \mathbf{2118\ kg/m^3}.$$

Wir rechnen also reichlich hoch, wenn wir folgende Werte für das Eigengewicht annehmen:

Armierter Beton für 1 m³	2300 kg
Schlackenbeton „	1000 „
Mauerwerk „	2400 „

Als Nutzlasten werden eingeführt:

Für die Böden

über Keller, Erdgeschoß, I. und II. Stock	600 kg/m²
über III. Stock	300 „
im unterkellerten Hof	1250 „

Die kombinierten Massivdeken. Die Eiseneinlagen werden in angemessenen Abständen von 1,0 bis 1,4 m in Gruppen vereinigt. Der zwischen den schwalben-

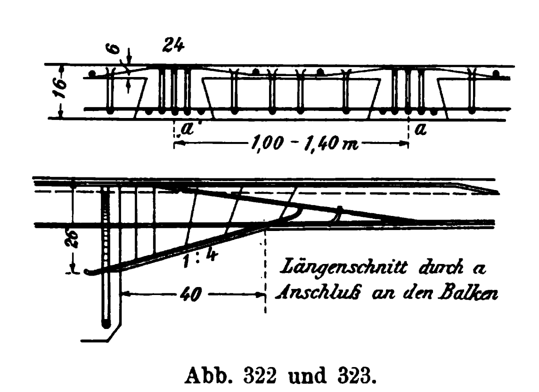


Abb. 322 und 323.

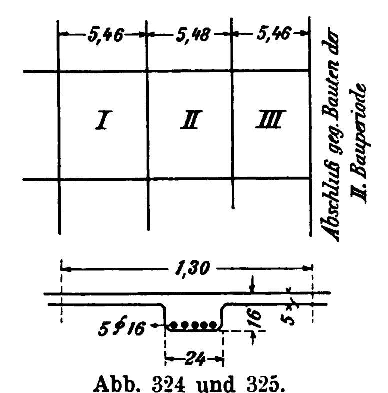


Abb. 324 und 325.

schwanzförmigen Rippen aus Kiesbeton sich befindende Schlackenbeton erhält ebenfalls eine leichte Armatur, bestehend in einem doppelten Netz von 6 mm-Stäben; zudem wird derselbe durch Bügel mit dem schweren Beton des Druckgurts verbunden.

Diese Anordnung bewirkt einen allseitigen guten Verband der Materialien: Die Decke arbeitet wie eine homogene Decke von 16 cm Höhe. Der Schlackenbeton dient zudem als ausgezeichnete Versteifung der Betonrippen „a"; da dieselben ferner am Auflager durch einen doppelten, bis über den Momentennullpunkt hinausreichenden Eisenquerschnitt verstärkt sind und konsolartigen Anschluß an die Hauptbalken sowie seitliche Verbreiterung bis auf 70 cm erhalten, so können sie als vollständig eingespannt betrachtet werden.

Dabei ist allerdings die lichte Weite zwischen den Hauptbalken, vermehrt um die Deckenstärke von 16 cm, in Rechnung gezogen, während in Wirklichkeit die lichte Weite gerade durch die Konsolen bedeutend vermindert wird.

Das Eigengewicht dieser Decken beträgt 250 kg/m² bei einer Höhe von 16 cm.

Decken über Keller, Erdgeschoß, I. und II. Stock.

Eigengewicht . . . . . . 250 kg/m²
Nutzlast . . . . 600 „

$p = 850$ kg/m².

Deckenfelder unter der mittleren Halle.

Felder I und II sind als vollständig, III als einseitig eingespannt anzusehen:

Lichtweite . . . . $= 5{,}48$ m
Spannweite . . $5{,}48 + 16 = \mathbf{5{,}64}$ „
Abstand der Deckenrippen $b = 1{,}30$ „

Biegungsmoment in der Mitte

$$M = \frac{1{,}30 \cdot 850 \cdot 5{,}64}{24} \cdot 564 = 146\,100 \text{ cmkg.}$$

Zur Berechnung des Abstandes der Neutralachse von Oberkante ziehen wir nur den **T**-förmigen Querschnitt aus Kiesbeton heran, lassen also den Schlackenbeton ganz außer acht.

Mit den Bezeichnungen der amtlichen preußischen Norm ist dieser Abstand

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot (h-a)}{n \cdot f_e}}\right].$$

In unserem Falle

$$n = 15, \quad f_e = 5 \text{ R.-E. } 16 \text{ mm} = 10{,}05 \text{ cm}^2,$$
$$b = 130, \quad h = 16, \quad a = 1{,}3 \text{ cm.}$$
$$x = \frac{15 \cdot 10{,}05}{130}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 130 \cdot 14{,}7}{15 \cdot 10{,}05}}\right]$$
$$x = 1{,}16 \cdot 4{,}12 = \mathbf{4{,}76 \text{ cm.}}$$

$$\text{Größte Betondruckspannung} = \frac{2M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \cdot 146\,100}{130 \cdot 4{,}76 \cdot 13{,}1}$$

$$\sigma_b = \mathbf{36{,}1 \text{ kg/cm}^2.}$$

Eisenzugspannung

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{146\,100}{10{,}05 \cdot 13{,}1} = \mathbf{1114 \text{ kg/cm}^2.}$$

Am Auflager beträgt das Moment

$$M = \frac{pl^2}{12} = 292\,200 \text{ cmkg.}$$

Auflagerquerschnitt I—I $M = 280\,000$ cmkg.

Schubspannung. Größtes Feld $l = 5{,}64$ m.

Querkraft am Auflager

$$V = \frac{(5{,}64 - 0{,}16) \cdot 1{,}3 \cdot 8{,}50}{2} = 3025 \text{ kg}$$

$$\tau_0 = \frac{V}{b \cdot (h - a - x/3)} = \frac{3025}{90 \cdot 20{,}41} = \mathbf{1{,}67\ kg/cm^2.}$$

Die Schubspannung ist also sehr klein, trotzdem werden noch Bügel eingelegt und die Mehrzahl der Eisen nach oben abgebogen.

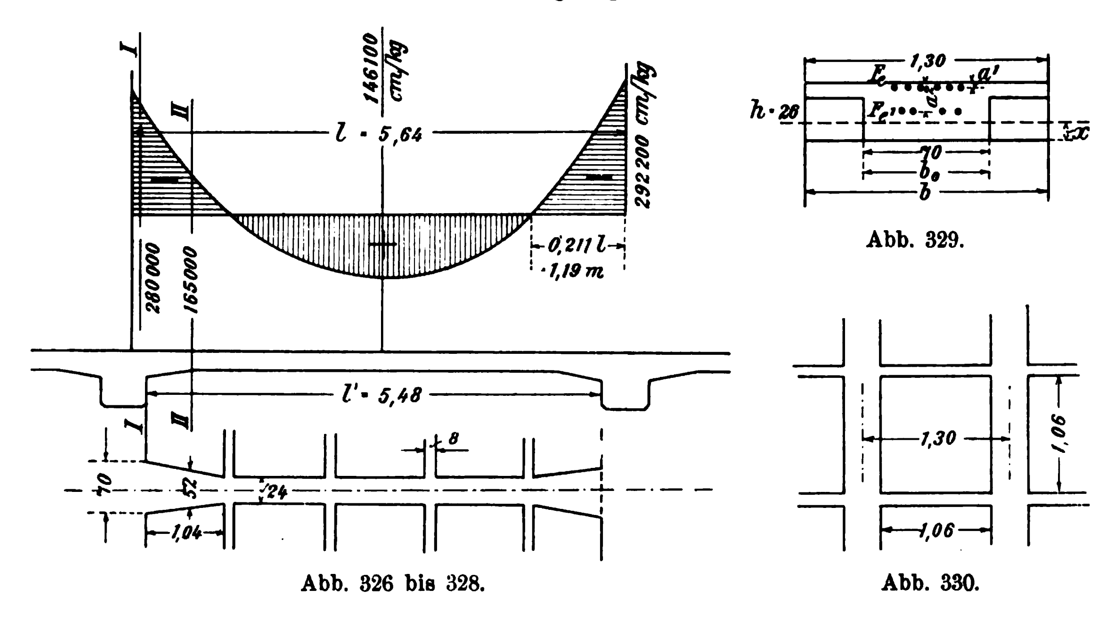


Abb. 326 bis 328.

Abb. 329.

Abb. 330.

Adhäsionsspannung. Bekanntlich wird ein Eisen, sobald es mit einer Länge von mindestens seinem 30fachen Durchmesser im Beton steckt, eher zerreißen, als daß es herausgerissen werden kann. Diese Verankerungslänge beträgt in unserem Falle $30 \cdot 1{,}6 = 48$ cm; nun greifen aber alle Eisen um mindestens 1 m ins Nachbarfeld über, so daß also die Verankerung gesichert ist. In den Endfeldern sind die Eisen am freien Ende mit starken Haken versehen, und es werden dort die Bügeleinlagen vermehrt.

Platte. $l = 1{,}06 + 0{,}05 = 1{,}11$ m

$q = 850$ kg für 1 m².

Für eine quadratische Platte ist das Moment nach Bach

$$M = \frac{ql^2}{36} = \frac{850 \cdot 1{,}11^2}{36} \cdot 100 = 2805 \text{ cmkg}$$

auf Breite 1,11 m, also auf 1 m Breite

$$M = \frac{2805}{1{,}11} = 2530 \text{ cmkg.}$$

In jeder Richtung $f_e = 4$ R.-E. 6 mm $= 1{,}13$ cm²

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}13}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 4{,}0}{15 \cdot 1{,}13}}\right]$$

$$x = 0{,}17\left[-1 + \sqrt{1 + 47{,}4}\right] = 0{,}17 \cdot 595 = \mathbf{1{,}01\ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 2530}{100 \cdot 1{,}01 \cdot 3{,}66} = \mathbf{13{,}7\ kg/cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{2530}{1{,}13 \cdot 3{,}66} = \mathbf{612\ kg/cm^2}.$$

Abb. 331 und 332.

Decken im Hauptbalken.

1. Keller:

zugehörige Breite $= 5{,}9$ m

Eigengewicht der Decke für 1 m Breite $5{,}5 \cdot 250 = 1375$ kg

Eigengewicht der Balkenrippen $0{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 2300 = 460$ „

$g = 1835$ kg

Nutzlast $p = 5{,}9 \cdot 600 = \mathbf{3540\ kg.}$

Maximales Biegungsmoment in der Mitte der Mittelöffnung für freiaufliegende Träger:

$$M = l^2\,(0{,}025 \cdot g + 0{,}075 \cdot p)$$
$$= 6{,}9^2\,(0{,}025 \cdot 1835 + 0{,}075 \cdot 3540)$$
$$= 6{,}9^2\,(45{,}9 + 265{,}1) = \mathbf{14\,800\ mkg.}$$

Setzen wir

$$M = \frac{q\,l^2}{x_1}, \text{ wo } q = g + p = 5375,$$

so wird

$$x_1 = \frac{p\,l^2}{M} = \frac{5375}{311} = 17{,}23.$$

Da durch die Einspannung an den Säulen dieses Moment noch ganz bedeutend reduziert wird, so kann man unbedenklich in allen Fällen für die Mittelöffnung der Balken von drei Öffnungen ein Moment $= \frac{q\,l^2}{18}$ annehmen.

Außenöffnung.

$$g_1 = 5{,}5 \cdot 250 = 1375 \text{ kg}$$
$$g_2 = 460 \text{ „}$$
$$g_2 = 1835 \text{ kg}$$
$$p = 5{,}9 \cdot 600 = 3540 \text{ kg.}$$

Maximales Mittelmoment

$$M = 4{,}85^2\,(0{,}080 \cdot 1835 + 0{,}1 \cdot 3540)$$
$$= 4{,}85^2\,(0{,}080 \cdot 1835 + 0{,}1 \cdot 3540)$$
$$M = 4{,}85^2 \cdot 500{,}5;$$

wie vorher ist hier

$$M_1 = \frac{q\,l^2}{x_1}; \text{ also } x_1 = \frac{5375}{500{,}5} = 10{,}75.$$

Mit Rücksicht auf die Einspannung nehmen wir hier

$$M = \frac{q\,l^2}{12} \text{ an.}$$

Größtes negatives Moment: Stützenmoment.

Wir erhalten dasselbe annähernd, wenn wir mit dem Mittel der angrenzenden Spannweiten rechnen.

$$l' = \frac{l_1 + l_2}{2} = \frac{6{,}90 + 4{,}80}{2} = 5{,}85 \text{ m}$$

$$M = -5{,}85^2 (0{,}1 \cdot 1835 + 0{,}11667 \cdot 3540)$$
$$= -5{,}85^2 (183{,}5 + 413) = -5{,}85^2 \cdot 596;$$

hier ist also

$$x_1 = \frac{5375}{596} = 9{,}01.$$

Da das Stützenmoment durch die Einspannung vergrößert wird, rechnen wir mit

$$M = \frac{q\,l^2}{18}.$$

Hauptbalken im Keller.

Mittelöffnung. $M = \frac{q\,l^2}{18} = \frac{5375 \cdot 6{,}9}{18} \cdot 690$

$$M = 1\,420\,000 \text{ cmkg}$$

$$f_e = 7 \text{ R.-E. } 22 \text{ mm} = 26{,}6 \text{ cm}^2.$$

Wir lassen den Schlackenbeton außer Betracht.

Abb. 333.

Abstand der Nullinie

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 48 \cdot 26{,}6 + 230 \cdot 25}{2\,(15 \cdot 26{,}6 + 230 \cdot 5)} = \frac{44\,150}{2 \cdot 1550}$$

$$\mathbf{x = 15{,}25 \text{ cm}}$$

$$y = 12{,}75 + \frac{25}{6 \cdot 25{,}5} = \mathbf{12{,}91 \text{ cm}}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,420\,000}{26{,}6 \cdot 45{,}66} = \mathbf{1165 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{1165 \cdot 15{,}25}{15 \cdot 32{,}75} = 36{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

In Wirklichkeit sind die Spannungen erheblich kleiner, da wir alle Spannungen in dem hier sehr starken Steg vernachlässigt haben.

Schubspannung.

Querkraft am Auflager $= \frac{6{,}5 \cdot 5375}{2} = 17\,420$ kg

$$\tau_0 = \frac{17\,420}{40 \cdot 45{,}66} = 9{,}57 \text{ kg/cm}^2$$

Diese Schubspannung überschreitet die zulässige; wir legen also Bügel ein und berechnen ihren Abstand so, daß sie den Überschuß über 4,5 kg/cm² aufzunehmen vermögen.

Es sind immer vier Bügel im nämlichen Querschnitt. Bei 800 kg für 1 cm² Schubbeanspruchung kann ein Bügel von 8 mm Durchm. eine Schubkraft aufnehmen von

$$2 \cdot 0{,}50 \cdot 800 = 800 \text{ kg}.$$

Von den Bügeln ist aufzunehmen

$$\text{für } 1 \text{ cm}^2 \; 9{,}57 - 4{,}5 = 5{,}07 \text{ kg/cm}^2.$$

Auf 1 cm Länge $b \cdot 5{,}07 = 40 \cdot 5{,}07 = 203$ kg.

Also Bügelabstand für die Gruppe von 4 Stück am Auflager

$$e = \frac{4 \cdot 800}{203} = \mathbf{15{,}8\ cm.}$$

Gegen die Mitte kann dieser Abstand, entsprechend der Abnahme der Schubkraft, größer werden.

Für die Aufnahme des schiefen Zuges gegen das Auflager ist durch Abbiegen der Eisen gesorgt.

Adhäsionsspannung. Ihre Untersuchung ist auch hier nicht nötig, da die Verankerung der Eisen durch Übergreifen und Hakenbildung gesichert ist.

Stützenmoment.

$$M = \frac{5{,}85^2 \cdot 5375}{8} \cdot 100$$

$$= 2\,290\,000 \text{ cmkg},$$

$$f_e = 7 \text{ R.-E. } 22 \text{ mm} = 26{,}61 \text{ cm}^2$$

$$f_e = 5 \text{ R.-E.} \qquad = 19{,}01 \text{ „}$$

$$45{,}6 \text{ cm}^2$$

Abb. 334.

$$x^2 + 2 \cdot 15 \cdot \frac{45{,}6}{40} \cdot x = \frac{30}{40}(68 \cdot 26{,}61 + 22 \cdot 19{,}0)$$

$$x^2 + 34{,}2\, x = 1674$$

$$x = -17{,}1 + 17{,}1^2 + 1674 - 17{,}1 + 44{,}4$$

$$x = 27{,}3 \text{ cm}$$

$$= \frac{6 \cdot 2\,290\,000 \cdot 27{,}3}{40 \cdot 744 \cdot 176{,}7 + 6 \cdot 19{,}0 \cdot 15 \cdot 5{,}3 \cdot 46}$$

$$\sigma_B = \frac{6 \cdot 2\,290\,000 \cdot 27{,}3}{5\,280\,000 + 417\,000} = 66{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

Legen wir aber noch 4 R.-E. 22 mm = 15,2 cm² als Konsoleisen ein, so ergibt sich

$$\sigma_B = \frac{6 \cdot 2\,290\,000 \cdot 27{,}3}{5\,280\,000 + 417\,000 + 6 \cdot 15{,}245 \cdot 25{,}3 \cdot 66} = \mathbf{47{,}0\ kg/cm^2.}$$

Zum oberen Eisenquerschnitt wären eigentlich auch die Deckeneisen am Auflager hinzuzurechnen, dann ergäbe sich diese Spannung kleiner. Jedenfalls ist sie in Anbetracht der sehr scharfen und ungünstigen Rechnungsweise zulässig.

Zugspannung in der oberen Eiseneinlage

$$\sigma_e = \frac{47{,}0 \cdot 40{,}7 \cdot 15}{27{,}3} = \mathbf{1050\ kg/cm^2.}$$

Druckspannung in der unteren Eiseneinlage

$$= \frac{47{,}0 \cdot x\,(40{,}3 - 22) \cdot 15}{27{,}3} = \sigma_e = \mathbf{137\ kg/cm^2.}$$

Pfeiler. Die Untersuchungen von Considère haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit der Eisenbetonpfeiler nicht nur von der Längsarmatur, sondern vielmehr von der Querarmatur abhängt. Die letztere ist sogar imstande, die Bruchfestigkeit des Betons auf das Zwei- und Dreifache zu steigern.

Mit Rücksicht auf die von uns angewendete vorzügliche Querarmatur (gedrehte Bügel) wählen wir daher in den Pfeilern

$$\sigma_B = 40 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_E = 1000 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = 25.$$

Das Verhältnis n wächst tatsächlich bei steigender Beanspruchung des Betons.

Pfeiler im unterkellerten Hof. Nr. 8 ist der am größten belastete, die Belastungsfläche beträgt

$$\frac{8}{2} \cdot \frac{8,6}{2} = 17,2 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} p &= 1250 \text{ kg} \\ g &= \underline{\ 250\ „\ } \\ & \ \ 1500 \text{ kg} \end{aligned} \qquad p = 17,2 \cdot 1500 = 25\,800 \text{ kg.}$$

Trägfähigkeit des Betons $30 \cdot 30 \cdot 40$ . . . . . . = 36 000 kg

„ „ Eisens 4 R.-E. 12 = $4,52 \cdot 1000$ = 4 520 „

Tragkraft total 40 520 kg.

Derart armiert werden alle Pfeiler Nr. 1 bis 15.

Von den Pfeilern im Hauptgebäude ist Nr. 30 einer der schwerst belasteten; er trägt bei Vollbelastung aller Geschosse

$$\frac{11}{2} \cdot \frac{11,50}{2} = 31,5 \text{ m}^2$$

Dachboden 31,5 . . . 550 = 17 250 kg

Decke II. St. 31,5 . . . 850 = 26 600, zusammen 43 850 kg

„ I. „ . . . . . . 850 = 26 600, „ 70 450 „

Erdgeschoß . . . . . . 850 = 26 600, „ 97 050 „

Keller . . . . 850 = 26 600, „ 123 630 „

	Belastung	Tragfähigkeit des Betons	Tragfähigkeit des Eisens	Totale Tragfähigkeit
	kg	kg		kg
Keller	123 650	$50 \cdot 40 \left\{ \begin{array}{l} = 2000 \cdot 40 \\ - 30\,000 \end{array} \right\}$	4 R.-E. 36 = 40 720 4 R.-E. 18 = 10 180 50 900	130 900
Erdgeschoß . . .	97 050	$40 \cdot 40 \left\{ \begin{array}{l} = 1600 \cdot 40 \\ - 64\,000 \end{array} \right\}$	4 R.-E. 36 = 40 720	104 720
I. Stock . . .	70 050	$40 \cdot 40$ 64 000	4 R.-E. 16 = 8 040	72 040
II. „ . . .	43 850	$40 \cdot 40$ 64 000	4 R.-E. 14 = 6 100	70 100
III. „ . . .	17 250	$40 \cdot 40$ 64 000	4 R.-E. 14 = 6 100	70 100

Die gleiche Dimensionierung erhalten die entsprechenden Säulen Nr. 37, 38, 39.

Bei denjenigen Säulen, bei welchen keine vermehrte Last infolge Erweiterung zu gewärtigen ist (Nr. 23, 24, 25, 26, 27, 44, 45, 47, 48), würde der Beton allein schon die nötige Tragkraft besitzen, und es sind nur zum Verband jeweils 4 bis 5 Eisen von 12 bis 16 mm Durchm. eingelegt.

Es ist noch zu bemerken, daß eine Knickgefahr für die Säulen nirgends besteht, indem die Länge stets kleiner als die 17fache kleinste Querschnittseite ist.

Von den gleichen Konstruktionsgrundsätzen geht die Zöllnersche Zellendecke aus (Abb. 335 u. 336). Auf die eben hergestellte Schalung werden dünnwandige Hohl-

steine reihenweise derartig verlegt, daß bei frei aufliegender Deckenplatte zwischen den Hohlsteinreihen Betonstege verbleiben, welche nach oben in eine über den Hohlsteinen durchgehende Betonplatte übergehen. Die Eiseneinlagen liegen, wie üblich, im unteren Teil der Betonstege und nehmen die Zugspannungen auf, während die obere Betonplatte den Druckgurt darstellt. Die tragende Eisenbetonkonstruktion ist somit gebildet aus einer Reihe nebeneinandergestellter T-Profile, während die Hohlsteine nur die Rolle eines billigen Einschalungsmaterials der Rippen und eines leichten Ausfüllungsmaterials der zwischen den T-Profilen entstehenden Hohlräume spielen. (In dieser Hinsicht unterscheidet sich die Zellendecke wesentlich von den meisten der bekannten Steineisendecken.) Stärke der Eiseneinlagen und der oberen Betongurtung, sowie die Stegbreite müssen nach den üblichen Rechnungsverfahren ermittelt werden.

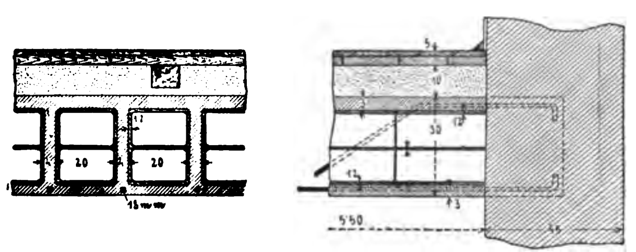


Abb. 335 u. 336. Zöllnersche Zellendecke.

Die Hohlsteine, welche mit ganz dünnen Wandungen hergestellt werden, haben gewöhnlich das Format 12/15 cm und werden je nach der Spannweite der Decke flach- oder hochkantig verlegt; für größere Spannweiten wird ein größeres Ziegelformat, 18/21 cm, verwendet. In der oberen Betonschicht können wie bei den gewöhnlichen Eisenbetondecken gleichfalls Eiseneinlagen angeordnet werden (Abb. 335 u. 336).

Geht die Deckenplatte kontinuierlich über Zwischenmauern oder I-Träger hinweg, so muß den an den Mittelstützen auftretenden negativen Momenten Rechnung getragen werden, und es ergibt sich dann eine Querschnittsform, die unter den Hohlsteinen noch eine durchgehende Betonschicht enthält, welche dann in der Nähe der Zwischenstützen die Druckgurtung der I-förmigen Betonquerschnitte bildet. Die Decke besteht dann, sofern man von der Hohlsteinausfüllung absieht, aus lauter aneinandergereihten I-Trägern aus Beton, die jeweils an der Zugseite armiert sind. Einzelheiten einer solchen Decke zwischen eisernen I-Profilen mit voutenförmiger Unteransicht sind aus Abb. 337 zu ersehen.

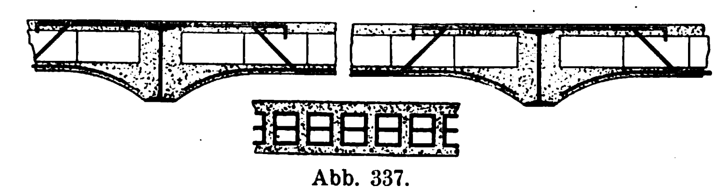


Abb. 337.
Kontinuierlich über I-Träger durchlaufende Zöllnersche Decke.

Die Anordnung der Eiseneinlagen gestaltet sich ebenso wie bei den anderen kontinuierlichen Eisenbetondecken nach Maßgabe der positiven und negativen Momente.

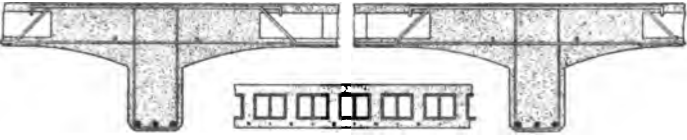


Abb. 338. Zöllnersche Decke zwischen Eisenbetonträgern.

Für gewöhnliche Wohnhausbelastung können Räume bis zu 7 m Spannweite direkt, d. h. ohne Anwendung von Zwischenträgern überspannt werden.

Auch zwischen Eisenbetonträgern ist die Zellendecke bereits ausgeführt worden; die hierbei getroffene Anordnung geht aus Abb. 338 hervor.

Da der T-förmige Betoneisenträger eine obere Druckgurtung von gewisser Breite nötig hat, so sind die Hohlsteinreihen nur bis 50 cm Abstand von Trägermitte herangeführt, so daß die Breite der Druckgurtung des Eisenbetonträgers 1 m beträgt, was sich durch die Berechnung als genügend erwiesen hat.

Wohnhausdecke (System Milankovitch-Kreutz).[1]) Die Erfinder wollen mit dieser Decke das immer noch rationellste Konstruktionsprinzip, die Plattenbalkendecke, durch Einbringen eines geeigneten Füllmaterials in eine Wohnhausdecke mit ebener Untersicht und größtmöglicher Wärme- und Schalldichtigkeit umbauen. Das Füllmaterial besteht aus imprägnierten Schilfrohrbündeln, die bei geringem Eigengewicht den Vorzug der einfachen und billigen Herstellungsweise besitzen.

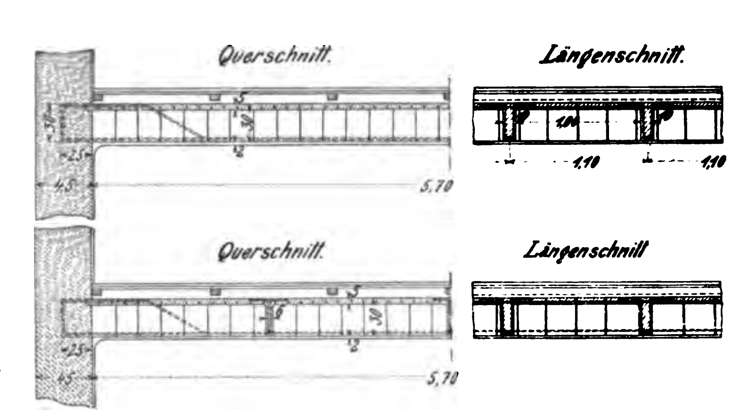


Abb. 339 bis 342. Wohnhausdecke, System Milankovitch-Kreutz, Längen- und Querschnitte.

Wie aus den nebenstehenden Abb. 339 bis 342 ersichtlich, erfolgt die Armierung der Tragkonstruktion in derselben Weise wie bei der bekannten gewöhnlichen Plattenbalkendecke. Die Flacheisenbügel sind durch Rundeisenbügel ersetzt, welche zur Verstärkung der oberen Platte beiderseits je 20 cm in diese seitlich eingreifen. Die Konstruktionshöhe ist durch die Abmessungen der maschinell hergestellten Schilfrohrbündel ein für allemal festgelegt. Die letzteren haben einen rechteckigen Querschnitt von 20×25 cm und werden ihrer Längsrichtung nach senkrecht zu den Hauptbalken verlegt. Durch ihre Länge von 1 m ist auch der Abstand der Hauptbalken bestimmt, während die parallel zu den Bündeln angeordneten Sekundärrippen einen beliebigen, der jeweiligen Nutzlast anzupassenden Abstand erhalten. Das Eigengewicht der Decke beträgt 220 kg/m².



Abb. 343. Decke Milankovitch-Kreutz, kurz nach dem Ausschalen.

Zur Betonierung wird eine ebene Schalung hergestellt, über welche zunächst ein Rabitznetz gespannt wird. Darauf kommen die geschnürten und durch Imprägnierung

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft VIII.

verhärteten Bündel; das Netz wird mit dem Füllmaterial durch kräftige Eisendrähte verbunden. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Bündelzeilen bilden die Schalung für die Tragbalken, das Betonieren selbst erfolgt in der üblichen Weise. Der Beton dringt infolge des Stampfens in die Bündelfugen und in die Bündelköpfe derart ein, daß er mit ihnen ein untrennbares Ganzes bildet. Obendrein werden die Bündel durch Drähte in der Tragplatte verankert. Nach dem Ausschalen erhält die Untersicht einen Gips- oder Zementmörtelanstrich, auf welchen dann jeder gewünschte Verputz aufgebracht werden kann. Dadurch, daß dieser Verputz durch das Rabitznetz gewissermaßen armiert ist, erscheint ein Abspringen desselben ausgeschlossen.

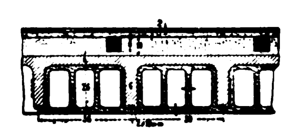
Versuche hinsichtlich der Schalldichtigkeit und Feuersicherheit der Decke hatten durchaus günstige Ergebnisse.

Abb. 343 zeigt die Decke kurz nach dem Ausschalen in einem Neubau noch vor Einbringen der Zwischenmauern, die Untersicht läßt das Rabitzgeflecht erkennen.

Decke System Rella (vergl. Abb. 344 u. 345). Diese Decke ist der vorgeschilderten dem Prinzip nach verwandt; sie besteht im wesentlichen gleichfalls aus einer tragenden Eisenbetonrippendecke, jedoch sind die eingeschalteten Hohlkörper aus der patentierten De Bruynschen Masse hergestellt, welche der Hauptsache nach aus Kalk, Gips und Schlacke mit Zusatz von Wasser besteht; während des Kristallisationsprozesses des Gipses wird in demselben aus dem Kalk erneuert Gips gebildet, wodurch eine sehr dichte Masse entsteht, die vollkommen feuersicher, schalldicht und auch schwammdicht sein soll und außerdem ein sehr geringes Eigengewicht besitzt.

Die erforderlichen Hohlsteine, welche je nach der Spannweite und der Belastung der Decke beliebig hoch erzeugt werden können, werden in besonderen Formen gegossen, wobei es möglich ist, durch das rasche Erstarren die Formen sofort zu entfernen und weiter zu benutzen.

Die Schwierigkeit bei Verwendung dieser Hohlsteine zur Herstellung der ebenen Untersicht bezw. als Schalung für die Eisenbetondecke bestand darin, die beiden so heterogenen Materialien Gips und Zement fach- und sachgemäß aneinanderzufügen; dies ist durch ein eigenes Imprägnierungsverfahren gelungen.



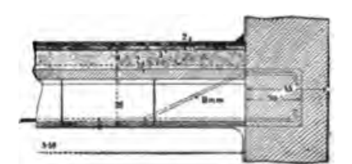


Abb. 344 u. 345. Decke, System Rella.

Die geschilderte Herstellungsweise bietet den Vorteil, daß die Steine an Ort und Stelle den Verhältnissen entsprechend hergestellt werden können und man somit von den Ziegeleien und den mit dem Transport verbundenen Auslagen für Frachten usw. unabhängig ist. Außerdem ist die Form der Steine derart gewählt, daß keine vollkommene Schalung erforderlich ist, sondern lediglich nur eine Rüstung, da die nebeneinanderverlegten Steine schon die Schalung für die Eisenbetonkonstruktion bilden; auch können an der Unterseite leicht nachträglich Rinnen zum Verlegen von Rohren und Kabeln ausgestemmt, sowie Nägel eingeschlagen werden.

Die Hohlsteine werden außer durch die Reibung noch dadurch mit der Eisenbetonkonstruktion verbunden, daß die Betonrippen im unteren Teil etwas breiter und bei der Platte etwas schmaler gehalten sind; außerdem sind seitliche Höhlungen in den Hohlsteinen angeordnet, in welche die Betonmasse eingreift.

Die **Kreuzstegdecke (System Grevé) D. R.-P.** ist eine **ohne** Schalung herzustellende kreuzseitig armierte Rippendecke.

Wie die Abbildung 346 zeigt, besteht dieselbe aus:

1. Geraden Stampfbetonlochstegen einfachster Form } beide fabrikmäßig her-
2. Füllkörpern aus Schlacken- oder Leichtbeton } gestellt
3. Keilförmigen Stampfbetonstegen (senkrecht zu den Lochstegen) } beide im Bau
4. Der Deckschicht aus Stampfbeton } hergestellt.

Die Herstellung ist folgende: Über dem zu überdeckenden Raum werden in dessen kürzester Abmessung und in Entfernungen von 0,80 bis 1 m die auf Vorrat hergestellten, leicht handlichen Lochstege (meist zu je zwei Stück) verlegt. Zwischen

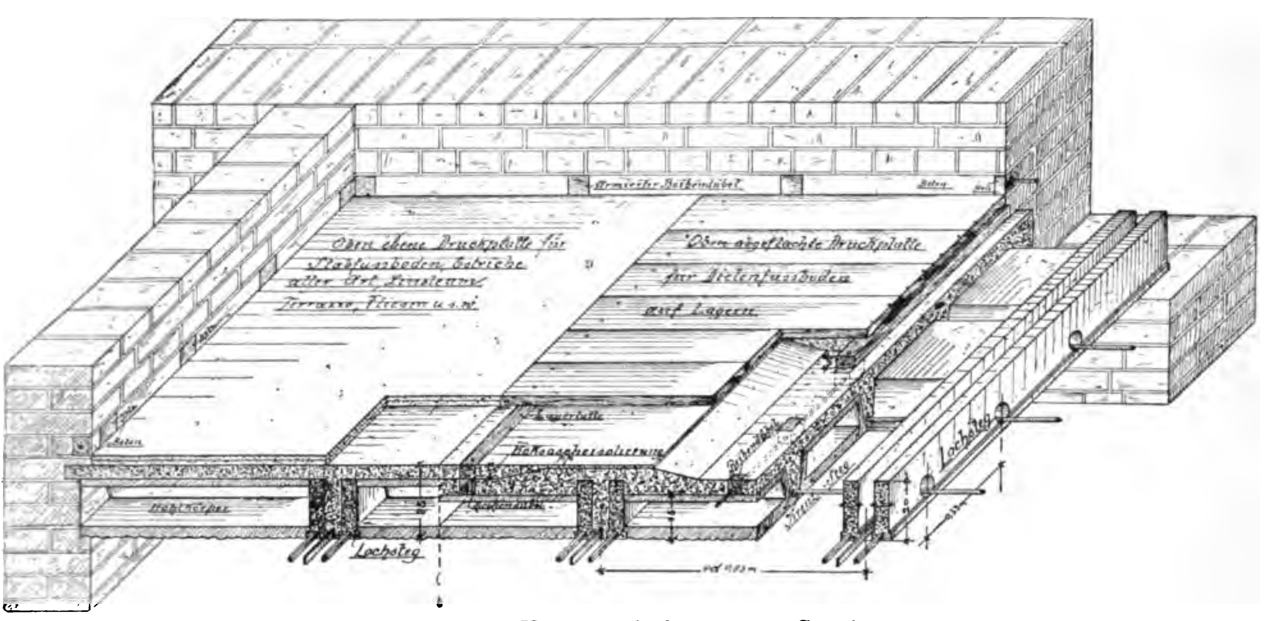


Abb. 346. Kreuzstegdecke, System Grevé.

diesen werden von oben ohne jede Rüstung die Füllkörper eingelegt, welche, in entsprechender Höhe und Länge geformt, auf den seitlichen Ansätzen der Lochstege ihr Auflager finden. Die Füllkörper entsprechen in ihrer Breite den 33 cm betragenden Lochabständen der Lochstege, so daß stets vor einer Durchlochung der letzteren eine durch die keilförmige Form der Füllkörper gebildete Keilhohlrippe entsteht. Durch diese abwechselnd fortlaufenden Durchlochungen und Keilhohlrippen werden nun seitlich die geraden Eisenstäbe der Längsarmierung hindurchgeschoben, die Hohlrippen werden mit Beton ausgestampft, die Deckschicht wird aufgebracht, und die Decke ist, ohne Schalung, kreuzseitig und daher günstig armiert, fertig. Zur Vermeidung von Erschütterungen werden die Lochstege vor dem Stampfen durch einen untergelegten Querriegel und einige Spreizen abgesprengt.

Die vorher gefertigten Lochstege und Füllkörper werden in einfachster Form, ohne Fabrikeinrichtung, hergestellt, lassen sich leicht stapeln, transportieren und verlegen. Ein Steg von 5 m Länge wiegt nur rd. 120 kg.

Größere Längen sind selten erforderlich, da die Stege, wie bereits gesagt, nur in der kürzesten Raumrichtung verlegt werden. Das Halten eines großen Lagers ist ebenfalls nicht erforderlich, da ein Steg einer bestimmten Länge sich zur Überdeckung

jedes Raumes dieser Breite, aber beliebiger Länge und beliebiger Belastung eignet, was dadurch erreicht wird, daß der den Lochstegen etwa fehlende Eisenquerschnitt durch Einlegen besonderer Eisenstäbe in den Hohlraum zwischen den Lochstegpaaren ergänzt wird.

Die Kreuzstegdecke kann sowohl oberhalb eben, als mit vertieft liegenden Zwischenfeldern hergestellt werden, eignet sich somit ohne Erhöhung der Konstruktion sowohl für jede Art Estrich, Stabfußboden, Linloeum, als für Dielenfußboden auf Lagerhölzern.

Die Berechnung erfolgt nach Maßgabe der ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907.

Unter dem Namen Hohlsteinplattendecke (System Grevé) bringt Architekt Grevé in Breslau eine kreuzseitig armierte Hohlsteindecke in den Handel (Abb. 347). Die hierbei verwendeten, patentamtlich geschützten, allseitig geschlossenen Hohlsteine zeigen an allen vier unteren Kanten vorstehende, umlaufende Nasen, welche nicht nur den Abstand zwischen den einzelnen Steinen genau regeln, sondern auch einen vollständigen Abschluß der Deckenunterfläche erzeugen. Infolge der pyramidenartigen Gestalt bilden die Hohlkörper in ihren Zwischenräumen keilförmige Hohlrippen, welche nicht nur das Einlegen der Eisen, sondern auch das Ausstampfen mit der Betonmasse erleichtern. Auf die einzulegenden Eisenstäbe werden an einzelnen Stellen Ringe von dünnem Blech mit 1 cm Blechrand aufgeschoben, welche hauptsächlich den Abstand von den Hohlkörperwandungen regeln und ferner auch zur Vergrößerung der Haftspannung beitragen sollen. Durch dünne Drahteinlagen in den Hohlkörperböden erhalten diese noch eine besondere Armierung.

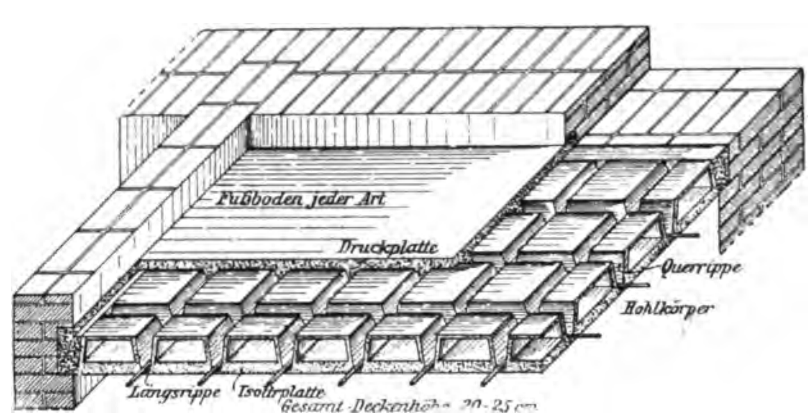


Abb. 347. Hohlsteinplattendecke, System Grevé.

Trotzdem die Hohlsteinplattendecke in sich schon infolge des Hohlraums und der dämpfenden Masse der Hohlkörper eine hohe Schallsicherheit besitzt, kann dieselbe auch noch dadurch erhöht werden, daß die Hohlkörper, wo erforderlich, noch mit einer besonderen Ausfüllung mit Isolierstoff, schlechten Schall- und Wärmeleitern u. dergl. versehen, zur Verwendung gelangen.

Die Herstellung der Decke ist einfach. Auf provisorischer, keineswegs dichter Schalung oder Lattung werden die Hohlkörper nebeneinander, den Abstand in sich selbst regelnd, verlegt. In die kurzen Hohlquerrippen werden dann vorerst die stärkeren, in die Längshohlrippen hierauf die meist schwächeren Längseisen eingelegt; die Hohlrippen werden dann mit Betonmasse ausgefüllt und mit der Deckschicht zusammen eingestampft.

Die Fabrikation der Hohlsteine geschieht mittels besonders konstruierter, aber einfacher, allseitig beweglicher Schwenkform mit aufklappbarem Formmantel.

Die Berechnung erfolgt nach Maßgabe der ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907.

Unter dem Namen Lolateisenbeton werden eine Anzahl armierter Decken in Beton und Stein in den Handel gebracht, von denen als die wesentlicheren die nachstehenden erwähnt seien.

Eisenbetondecke unter Verwendung fertig hergestellter, flacher, würfelförmiger, auf der Unterseite offener Betonhohlkörper.

Bei dieser Decke werden, ähnlich wie bei den vorhergehend beschriebenen Systemen, fertig hergestellte Betonhohlkörper, sogenannte Koffer, auf einer Schalung nebeneinander verlegt und zwischen den von Auflager zu Auflager verlaufenden Fugen durchgehende Zugeisen in der statisch erforderlichen Linienführung angeordnet. Wird nun in die Fugen Mörtel eingebracht, so ist die Decke fertig. Dieses Verfahren bietet den großen Vorteil, daß man die Putzdecke gleich bei Beginn des Einbauens herstellen kann und dadurch das bisherige Aufstellen eines besonderen Gerüstes zur Anbringung der Putzdecke von unten erspart.

Die Herstellung der Putzdecke kann auf verschiedene Weise bewirkt werden. Es werden zunächst nach Herstellung einer Schalung die Zugeiseneinlagen *a* verlegt und darauf eine Betonschicht *b* auf die Schalung gestampft, welche die Putzschicht abgibt. Hierauf werden auf der Betonschicht die Betonhohlkörper *c* nebeneinandergestellt, die Kanten in die Betonschicht hineingedrückt und die Fugen mit Mörtel vergossen.

In Abb. 348 ist auf der Schalung statt der gestampften Betonschicht nur das Gerippe *d* für eine Putzdecke verlegt worden, wozu beispielsweise Drahtgeflecht, Ziegeldraht, Latten, Rohr u. dergl. verwendet werden kann.

Eisenarmierter Betonbalken von U-förmigem Querschnitt, welcher an jeder Stelle gleiche Biegungsfestigkeit besitzt.

Die näheren Einzelheiten gehen aus nebenstehenden Skizzen hervor; Abb. 349 stellt einen Längsschnitt einer Balkenhälfte und Abb. 350 eine Oberansicht dar.

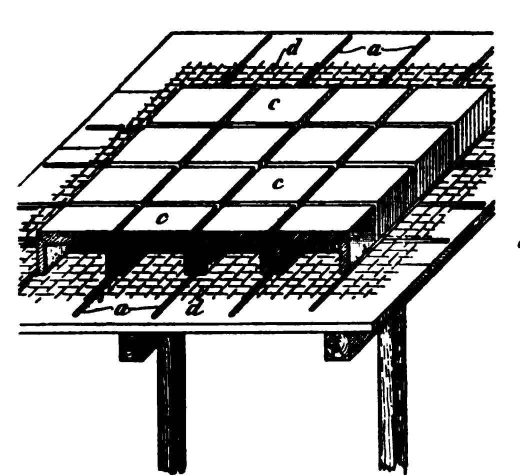


Abb. 348. Herstellung der Lolatdecke.

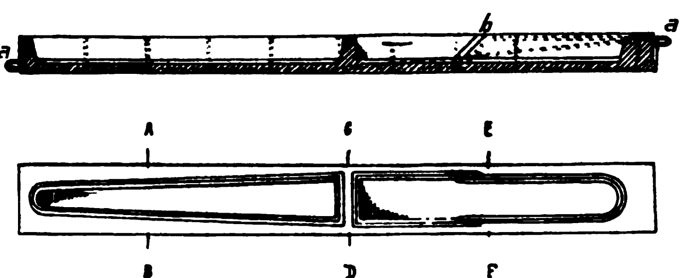


Abb. 349 u. 350. Eisenarmierte Betonbalken, System Grevé.

Die Zugeiseneinlage *a* ragt in üblicher Weise aus den Enden der Balkenhälfte in Form von Ösen heraus, vermittels welcher die Verbindung mit der anderen Hälfte zu einem freitragenden Balken bezw. die Verankerung mit den Umfassungsmauern herbeigeführt wird. Die Balken werden dicht nebeneinander zu einer geschlossenen Decke verlegt und die Stoßfugen ausgegossen.

In der Nähe des Auflagers (rechte Seite der Abb. 349) liegt die Einlage *a*, welche durch eine zweite Einlage *b* verstärkt wird, in dem oberen Teil der Balkenhälfte, während sie sich nach der Mitte zu senkt. Zur Verstärkung des U-förmigen Querschnitts dienen die Einlagen *c*, während zur seitlichen Versteifung der Balkenhälften ihre Enden vollwandig sind und in ihrer Mitte ein Steg *d* angeordnet ist.

Die Querschnitte besitzen überall nahezu die gleiche Biegungsfestigkeit. Die Aussparung ist daher in der Nähe des Auflagers größer als nach der Mitte zu. Hierdurch wird gegenüber den Balken mit durchgehend gleichem Querschnitt eine Material- und Kostenersparnis erzielt.

System Sohnius. Die Eisenbetonrippendecke System Sohnius (Abb. 351 bis 353) erscheint überall da besonders geeignet, wo es auf große Schallsicherheit ankommt. Die Konstruktion verbindet das Bestreben der Betonersparnis an der Zugseite mit dem häufig geäußerten Wunsche, die Tragdecke vollständig von der aufgehängten Unterdecke zu isolieren, um dadurch die Schallsicherheit zu erhöhen.

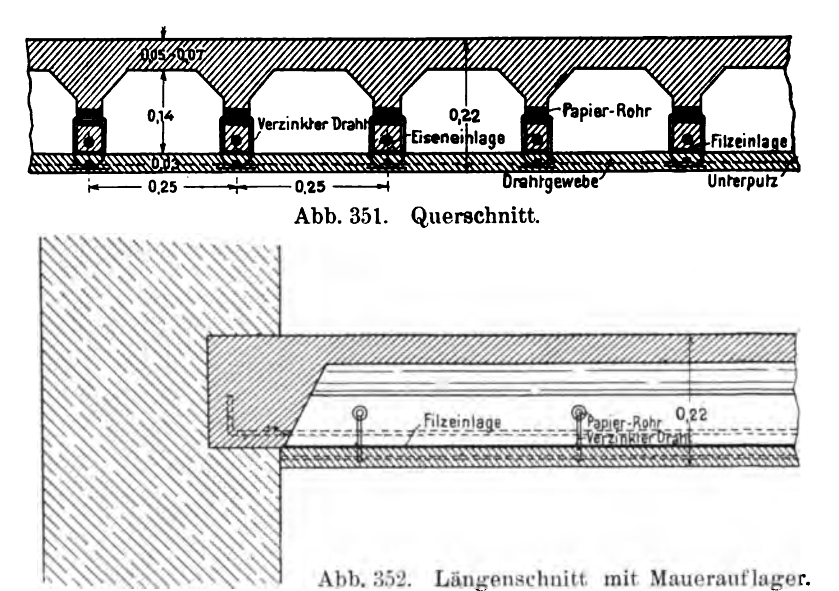


Abb. 351. Querschnitt.

Abb. 352. Längenschnitt mit Mauerauflager.

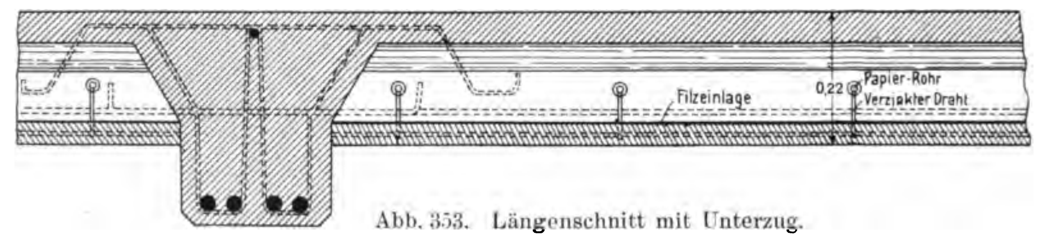


Abb. 353. Längenschnitt mit Unterzug.

Abb. 351 bis 353. Eisenbeton-Rippendecke mit ebener Untersicht, System Sohnius.

Die Ausführung kann beliebig zwischen I-Trägern oder Eisenbetonträgern und Mauern geschehen. Die gesamte Konstruktionshöhe schwankt zwischen 22 und 27 cm, je nach Spannweite und Belastung. Das Eigengewicht beträgt bei einer Nutzlast von 250 kg für 1 m² bis zu 3,50 m Spannweite 250 kg/m² und von 3,50 bis 5,50 m Spannweite 300 kg/m² einschließlich Unterputzdecke. Bei größeren Spannweiten und Belastungen ist das Eigengewicht entsprechend höher. Die Betonierung erfolgt zweckmäßig zwischen eisernen, etwa $1^1/_2$ mm starken Blechformen, welche auf den bekannten Abstandhaltern aufgesetzt werden.

Das Unterholz hat dabei die Breite der Rippen. In den Rippen werden, etwa 50 cm voneinander entfernt, Papierrohre eingelegt, welche aus fester Papiermasse bestehen und durch den nassen Beton nicht beschädigt werden. Diese Papierrohre, welche genau in der Länge der gewünschten Rippenbreite zugeschnitten werden, erfüllen einen dreifachen Zweck:

1. Sie sichern zusammen mit dem Winkeleisen des Abstandhalters den genauen Abstand der Formenbleche und damit die genaue Rippenbreite. Dieser nicht zu unter-

schätzende Vorzug verdient besondere Beachtung, da bisher bei ähnlichen Ausführungen eine gleichmäßige Rippenbreite nur schwer zu erzielen war.

2. Sie ermöglichen ein leichtes Anhängen der Unterdecke. Nach dem Erhärten des Betons werden Formenbleche, Unterhölzer und Abstandhalter entfernt, durch die Öffnungen der Papierrohre verzinkte Drähte gezogen und mittels dieser die isolierende Filzeinlage und das Drahtgewebe als Träger des Unterputzes befestigt.

3. Sie isolieren die Aufhängedrähte gegen Schallübertragung durch die Betonrippen, so daß also zusammen mit der an der Rippenunterfläche angebrachten Filzisolierung eine vollständige Trennung der Unterdecke von der Oberdecke erzielt wird.

Hierdurch wird bei geringer Konstruktionshöhe die größte Schallsicherheit erreicht, ohne Holz zu verwenden.

Statisch ist die Decke als Plattenbalken zu behandeln, wobei für die Platte eine Mindeststärke von 5 cm ministeriell zugelassen ist. Der Preis ist (nach Angabe der ausführenden Firma: Saarbrücker Betonbaugesellschaft, Böcking u. Co.) wenig höher wie der einer gewöhnlichen massiven Eisenbetondecke.

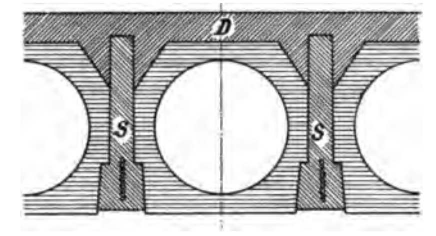


Abb. 354. Querschnitt durch die Zylinderstegdecke, System Herbst.

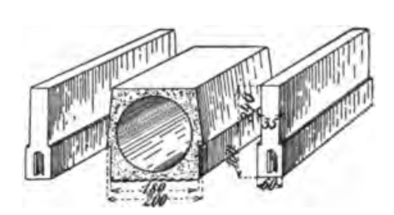


Abb. 355. Einzelbestandteile der Zylinderstegdecke, System Herbst.

Die Zylinderstegdecke (System Herbst) ist eine Massivdeckenkonstruktion aus Eisenbeton, welche durch die einfache und fabrikmäßige Herstellung ihrer Bestandteile sich in vielen Fällen sehr zweckmäßig verwenden läßt (Abb. 354 u. 355).

Die Decke besteht aus:

1. Stampfbetonstegen mit wellenförmig profilierten Eiseneinlagen,
2. Füllzylindern aus Kohlenlöschebeton, eventuell aus gebranntem Ton und
3. der Deckschicht aus Stampfbeton.

Stege und Zylinder werden fabrikmäßig auf Vorrat erzeugt und kommen fertig zum Verlegen auf die Baustelle; sie müssen jedoch beim Verlegen mindestens zwei, besser aber vier Wochen alt sein. Die vollkommen ebene Deckschicht wird an Ort und Stelle aufgebracht.

Stege und Deckschicht sind allein die tragenden, statisch zusammengehörigen Bestandteile.

Stege und Deckschicht bilden als Ganzes eine Rippenbalkendecke mit sehr geringen Abständen der eisenarmierten Rippen (Abb. 354).

Die Zylinder füllen die Stegzwischenräume aus und schaffen für den Deckenputz eine vollkommen ebene Fläche.

Die Stege sind je nach der freien Spannweite 16 bis 24 cm hoch und 40 mm stark. Ihre Tragfähigkeit wird geregelt durch die Stärke und Höhe des einzulegenden Eisens. Die Querschnittsverhältnisse der Eiseneinlage sind theoretisch berechnet und behördlich bis 8 m praktisch erprobt. Die Stege werden in Abständen von 25 cm von Mitte zu Mitte verlegt.

Als Eiseneinlage kommt wellenförmig gewalztes Flußeisen zur Verwendung, welches zur weiteren Vergrößerung der Haftfestigkeit mit Querrippen versehen und auf der ganzen Oberfläche aufgerauht ist.

Die Füllzylinder haben eine einheitliche Baulänge von 20 cm. Die Höhe entspricht derjenigen des jeweilig verwendeten Stegtyps. Die Seiten derselben sind rauh, um die Adhäsion des Vergusses und des Deckenputzes zu erhöhen. Die Zylinder dienen lediglich zur Ausfüllung der lichten Räume zwischen den Stegen. Die Unterfläche der Zylinder ragt über die Unterkante der Stege etwas vor, um ein besseres Anhaften des Deckenputzes an der rauhen Betonfläche zu erzielen. Die ohne Unterschalung, wie die Balken auf die Mauergleiche, verlegte Decke wird mit dünnem Zementmörtel vergossen und mit Zementestrich überzogen. Die Konstruktionshöhe der Decke beträgt je nach der Stärke des Fußbodens 22 bis 30 cm einschl. Deckenputz. Die einfache Art, in welcher die einzelnen Konstruktionsteile fabrikmäßig hergestellt und zu einem tragfähigen Ganzen vereinigt werden, macht jede Ungenauigkeit und jeden Mißgriff unmöglich, so daß alle



Abb. 356. Zylinderstegdecke während der Herstellung.



Abb. 357. Zylinderstegdecke, eingeschalt.

durch die Berechnung ermittelten Abmessungen auch wirklich und zuverlässig eingehalten werden.

Ein Verschieben oder Verdrücken der Eiseneinlagen während des Einstampfens des Betons in die Bauform ist somit ausgeschlossen.

Gleich den Holzbalken und fast ebenso rasch werden die bereits fertiggestellten Stege in den entsprechenden Abständen auf den Mauergleichen verlegt und die Füllzylinder eingesetzt. Danach ist eine sofort begehbare und sichere Arbeitsbühne geschaffen, wie aus den beiden Abb. 356 u. 357 hervorgeht.

Mit dem Wegfall jeder Verschalung und mit der Möglichkeit, die Aufmauerung ohne Zeitverlust fortzuführen, ist nicht nur Zeitgewinn, sondern auch eine wesentliche Verringerung der Unfallgefahr verbunden. Ein Durchfallen von Personen und Gegenständen während der Arbeit oder ein Einsturz infolge zu frühen Ausrüstens oder Benutzens der Decke kann als ausgeschlossen betrachtet werden. Natürlich muß während des Baues darauf geachtet werden, daß, bevor die obere Deckschicht die entsprechende Festigkeit erlangt hat, die Decke nur so weit belastet wird, als dies die Betonstege für sich allein, ohne Mitwirkung der Platte, gestatten.

Statische Berechnung einer Decke von 5,62 m Stützweite.

In der folgenden statischen Berechnung, welche die Richtigkeit der der Tabelle entnommenen Werte nachweist, wird mit der Nutzlast von 250 kg und der wirklichen Eigenlast von 280 + 50 + 25 = 355 kg gerechnet.

g = Eigengewicht für 1 m² = 280 + 75 kg . . . . = 355 kg
p = Nutzlast für 1 m² . . . . = 250 kg
l = Spannweite in Metern . . . . = 5,50 m
t = Auflagertiefe in Zentimetern . . . . = 12 cm
l_0 = Stützweite in Zentimetern $= l + \frac{2 \cdot t}{2}$ . . . . = 562 cm
l_1 = Steglänge in Metern $= l + 2 \cdot t$ . . . . . . = 5,74 m
n = Koeffizient . . . . = 15
f_e = Eisenquerschnitt in cm² . . . . = 2,5 cm²
d = Deckschichthöhe in Zentimetern . . . . . . = 3 cm
h = Deckenhöhe in Zentimetern . . . . = 27 cm
a = Mitte Eiseneinlage bis Unterkante Steg = halbe Höhe der Eiseneinlage + 0,5 cm . . . . = 2,5 cm
u = Umfang der Eiseneinlage . . . . = 10,8 cm

A. Hilfsformeln.

Belastung eines Steges für 1 lfd. cm

$$v = \frac{g+p}{100} \cdot 0{,}26 = \frac{355+250}{100} \cdot 0{,}26 = v = 1{,}57 \text{ kg} \quad \ldots \quad (1)$$

Auflagerdruck = größte Vertikalkraft

$$V = \frac{(g+p)\,l}{2} \cdot 0{,}26 = \frac{(355+250) \cdot 5{,}50}{2} \cdot 0{,}26 = 433 \text{ kg} \quad \ldots \quad (2)$$

Angriffsmoment

$$M = \frac{v \cdot l_0^2}{8} = \frac{1{,}57 \cdot 562^2}{8} = M = 61\,985 \text{ cmkg} \quad \ldots \quad (3)$$

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + (h-a)\,n \cdot f}{b \cdot d + n \cdot f} = \frac{\frac{26 \cdot 3^2}{2} + (27-2{,}5)\,15 \cdot 2{,}5}{26 \cdot 3 + 15 \cdot 2{,}5} = 8{,}95 \text{ cm} \quad \ldots \quad (4)$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 8{,}95 - \frac{3}{2} + \frac{3^2}{6(2\cdot 8{,}95-3)} = 7{,}55 \text{ cm} \quad (5)$$

$$z = h - a - x = 27 - 2{,}5 - 8{,}95 = 15{,}55 \text{ cm} \quad (6)$$

$$H = z + y = 15{,}55 + 7{,}55 = 23{,}10 \text{ cm} \quad (7)$$

B. Berechnung der größten Spannungen.

Größte Zugspannung in der Eiseneinlage für 1 cm²

$$\sigma_e = \frac{M}{H\cdot f} = \frac{61\,985}{23{,}10\cdot 2{,}5} = 1074 \text{ kg/cm}^2 \quad (8)$$

zulässig: 1200 kg/cm².

Größte Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{15}\cdot\frac{x}{z} = \frac{1074}{15}\cdot\frac{8{,}95}{15{,}55} = 41{,}6 \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

zulässig: 50 kg/cm².

Größte Schubspannung im Beton in Höhe der neutralen Achse

$$\tau_0 = \frac{V}{s\cdot H} = \frac{433}{4\cdot 23{,}10} = 4{,}69 \text{ kg/cm}^2 \quad (10)$$

zulässig: 4,5 kg/cm².

Größte Haftspannung an der Eiseneinlage am Auflager

$$\tau_1 = \frac{s\cdot\tau_0}{u} = \frac{4\cdot 4{,}69}{10{,}8} = 1{,}74 \text{ kg/cm}^2 \quad (11)$$

zulässig: 4,5 kg/cm².

Die nachfolgende Tabelle[1]) gibt Aufschluß über Abmessungen und Eigengewicht der Decke bei normaler Belastung und bei verschiedenen Spannweiten:

Spannweite m	Steg- Höhe cm	Steg- Stärke cm	Deckschicht cm	Eiseneinlage cm²	Eigengewicht kg	Zug im Eisen kg/cm²	Druck im Beton kg/cm²
3,00	16	3	1,5	1,0	200	1000	30
3,25	16	3	2	1,1	210	1053	30
3,50	16	3,5	2	1,2	210	1100	33
3,75	16	3,5	2	1,3	210	1200	39
4,00	16	4	2	1.5	210	1160	43
4,25	16	4	3	1,7	230	1147	36
4,50	16	4	3	1,9	230	1144	40
4,75	20	4	3	1,8	240	1165	49
5,00	20	4	3	2,0	260	1180	40
5,25	20	5	3	2,2	260	1170	43
5,50	20	5	3	2,4	260	1171	47
6,00	20	5	4	3,0	280	1144	46
6,50	20	5,5	5	3,4	310	1180	46
7,00	24	6	5	3,6	350	1165	46
7,50	24	6	6	4,1	375	1187	46
8,00	24	6	7	4,7	400	1190	48
Nach dem Ministerialrunderlaß zugelassen						1200	50

Bei Spannweiten zwischen den oben angegebenen sind die Stärken von Steg, Eiseneinlage und Deckschicht entsprechend zu wählen.

[1]) Diese Tabelle ist noch auf Grund des älteren Ministerial-Erlasses vom Jahre 1904 ausgearbeitet.

Die **Siegdecke** ist eine Eisenbetonhohldecke, hervorgegangen aus dem Bestreben, unter Vermeidung von Schalbrettern oben und unten ebene Massivdecken auch für größere Spannweiten rationell herstellen zu können und dabei das Deckeneigengewicht möglichst niedrig zu halten.

An sich bietet die Eisenbetonkonstruktion nichts Neues, sondern beruht auf dem bekannten statischen Grundprinzip jeder Eisenbetonkonstruktion: Anordnung der Eiseneinlagen an den auf Zug beanspruchten Stellen und Beschränkung des Betons daselbst auf das zur sicheren Einbettung der Eisen erforderliche Mindestmaß; anderseits Verwendung des Betons an den auf Druck beanspruchten Stellen derart, daß der Beton möglichst ausgenutzt wird. Zur Erreichung dieses Zwecks wird der Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt möglichst groß gewählt, nicht unter $^1/_{25}$ der Stützweite.

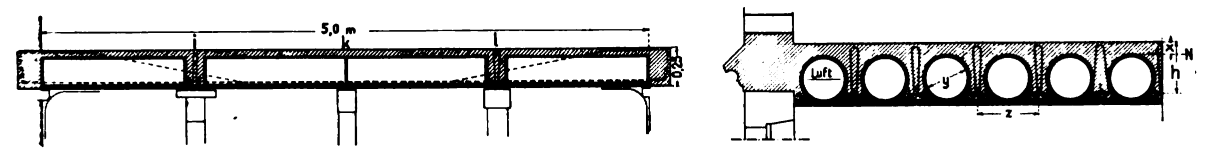


Abb. 358 u. 359. Längen- und Querschnitt der Siegdecke.

Die gesetzlich geschützte Neuerung besteht in der Herstellung der aus den Abb. 358 bis 362 ersichtlichen Hohlkörper aus **Gießgips mit Drahtgewebe und Schilfrohr**, deren Gewicht nur etwa 50 kg/m² beträgt.

Die seitlichen Flanschen können beliebig breiter oder schmäler gemacht werden, ihr Breitenmaß gibt jeweils die Stärke der Betonrippen an; diese beträgt je nach der erforderlichen Stärke der Eiseneinlagen 4 bis 8 cm.

Das normale Maß der Rippenentfernung ist $^1/_4$ und $^1/_3$ m. Die Länge der Hohlkörper wird aus Zweckmäßigkeitsgründen nicht über 2 m gemacht. Mit einer gewöhnlichen Säge lassen sich die Hohlkörper leicht zerschneiden.



Abb. 360. Hohlkörper für die Siegdecke.

Das Verlegen erfolgt auf Hölzern von etwa 12/14 cm Stärke, die Hölzer sind jeweils unter dem Stoß angebracht (Längenschnitt Abb. 358). Hierbei ist lediglich zu beachten, daß die erste Reihe gerade gerichtet wird, die folgenden Reihen werden durch dichtes Anlegen an die vorhergehenden von selbst gerade.

In jede Rippe kommen grundsätzlich zwei Eisen, wovon eins gerade, das andere in der Nähe der Auflager nach oben abgebogen und wenn angängig in ein anstoßendes Deckenfeld übergeführt wird.

Bügel werden eingelegt in der Nähe der Auflager und an den Kreuzungsstellen der Querrippen, welch letztere in der Regel nach zwei Hohlkörperlängen angeordnet werden und gewöhnlich einen Eisenquerschnitt gleich dem einer Hauptrippe erhalten.

Mit der Verwendung von Gips zur Herstellung der Hohlkörper wurden bisher gute Erfahrungen gemacht. Es soll dies hier ausdrücklich vermerkt werden, da in Baukreisen dem Gips gegenüber ein weit verbreitetes Mißtrauen vorherrscht. Einige Vorteile mögen noch besonders Erwähnung finden.

Als Schalung haben sich die Hohlkörper als ausreichend stabil erwiesen; ein für den frischen Beton schädlicher Wasserentzug findet zufolge einer einfachen Präparierung der Hohlkörper nicht statt; gegenüber Bretterschalung haben die Hohlkörper den Vorzug, daß sie wochenlang der stärksten Sonnenhitze ausgesetzt sein können, ohne daß die „Schalung“ an Dichtigkeit Einbuße erleidet. Die Abb. 361 u. 362 stellen die Decke während der Ausführung dar.



Abb. 361. Unteransicht der Siegdecke im Verwaltungsgebäude der Firma C. Schwenk in Ulm a. d. Donau.

Betonkeildecke „System Kiefer“.

1. Beschreibung der Konstruktion. Die Konstruktion der Betonkeildecke besteht aus hohlen, durch Drahtgeflechteinlage in der Zugzone verstärkten Betonplatten von 1,0 × 0,5 m Größe, welche durch armierte Betonkeile miteinander zu einer Decke ver-



Abb. 362. Siegdecke während der Ausführung.

bunden werden. Diese Betonkeile sind durch die Form der Betonplatten bedingt und in ihrer Zugzone durch Rundeisenstäbe armiert. Durch Umschlingung der über die

Platten vorstehenden Drahtgeflechtenden um die Rundeisenstäbe und Verklammerung der Rundeisenstäbe in gewissen Abständen, sowie Hochführung der Drahtgeflechtenden aus der Zugzone in die Druckzone des Betonkeils wird jede Schubwirkung in der Decke aufgehoben und eine vollständig versteifte, ein Ganzes bildende Deckenplatte geschaffen. Diese Deckenplatte mit den durchziehenden Betonkeilen kann daher statisch als Plattenbalkendecke betrachtet und berechnet werden; die Berechnung erfolgt nach den Grundsätzen des preußischen Ministerialerlasses. Die Platten werden in Höhen von 12, 15, 18, 21 und 24 cm hergestellt.

2. Herstellung der Platten. In einer Form wird die Platte mit der Drahtgeflechteinlage und den Hohlräumen aus einem Gemisch von 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Steinkohlenschlacke oder Bimskies durch Einstampfen hergestellt, indem die Form auf einzelne Holzböden von 1,12 × 0,60 m Größe oder einen glatten Betonboden gestellt und das abgepaßte Drahtgeflecht so in die Form eingelegt wird, daß es an beiden Enden gleichlang über die Form vorsteht (Abb. 363). Hierauf wird etwas Betonmasse eingefüllt und gleichmäßig über das Drahtgeflecht verteilt. Letzteres wird dann hochgehoben, so daß es auf die eingefüllte Masse zu liegen kommt. Dann wird die Form mit Masse bis zu den Löchern für die Hohlraum-

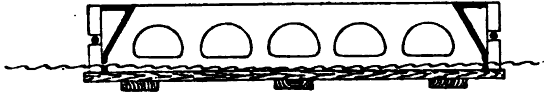



Abb. 363.

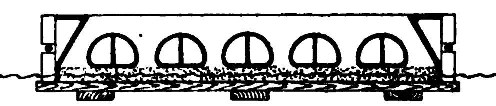


Abb. 364.

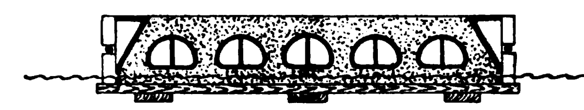


Abb. 365.

Abb. 363 bis 365. Herstellung der Kieferschen Hohlplatten.

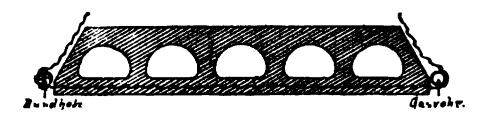


Abb. 366.

Herstellung der Betonkeildecke, System Kiefer.

kerne vollgestampft (Abb. 364), worauf die Kerne eingeschoben werden und die Form ganz vollgestampft und oben abgeglättet wird (Abb. 365). Ist dies geschehen, so werden die Kerne wieder aus der Form herausgezogen und die Form durch Auseinandernehmen von der fertig gestampften Deckenplatte sofort entfernt und zur Herstellung einer neuen Platte wieder zusammengesetzt. Die gestampfte Platte bleibt auf dem Boden liegen, bis sie so weit erhärtet ist, daß man sie transportieren kann.

3. Herstellung der fertigen Decken. Zur Zusammensetzung der so hergestellten Platten zu einer Decke genügt ein Gerüst aus unterbolzten, mindestens 20 bis 25 cm breiten Bohlen, welche in 1,07 bis 1,12 m Entfernung von Mitte zu Mitte nach der kürzeren Spannweite des zu überdeckenden Raumes zu legen sind. Sodann werden die vorstehenden Drahtgeflechtteile der Platten mittels eines Hammers um einen 3,5 bis 4 cm dicken Rundstab (Holz- oder Gasrohr) gebogen, um den Lagerplatz der einzulegenden Rundeisenstäbe im Keil zu bilden (Abb. 366). Die Platten werden dann so auf das genau wagerecht hergestellte Gerüst aufgelagert, daß zwischen den Stoßenden zweier Platten ein Zwischenraum von 7 bis 12 cm je nach der Deckenstärke und Spannweite verbleibt. Dann werden die zur Armierung des Betonkeils dienenden Rundeisenstäbe, deren Stärke sich nach der Spannweite des Betonkeils bemißt und in der Tragfähigkeitstabelle berechnet ist, so in den zwischen den Platten entstandenen keilförmigen Hohlraum eingelegt, daß je ein Rundeisenstab hinter das aufgebogene

Drahtgeflecht auf den Lagerplatz in der Zugzone der Decke zu liegen kommt. Diese beiden Rundeisen werden dann in Entfernungen von 0,50 bis 1,00 m mit einer Klammer miteinander verbunden. Sind 3 Rundeisen im Keil erforderlich, so ist das dritte zwischen die aufgebogenen Drahtgeflechte etwas tiefer als die beiden verklammerten Rundeisen zu legen (Abb. 367). Ist dies alles geschehen, dann werden die aufgebogenen Drahtgeflechtteile so über ein eingelegtes, etwa 60 cm langes Rundholz von 8 bis 12 cm Durchmesser gebogen, daß sie nach der Entfernung des Holzes in dem oberen Viertel des Betonkeils ein Gewölbe bilden (Abb. 368). Hierauf wird der keilförmige Hohlraum zwischen den Platten mit Betonmörtel, ausgewaschenem, grobem Kiessand, Mischung 1 : 3, ausgegossen.

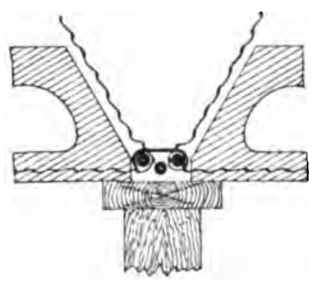


Abb. 367. Herstellung der Betonkeile, System Kiefer.

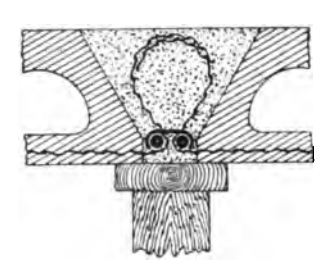


Abb. 368. Fertiger Betonkeil, System Kiefer.

Ein Mauerauflager von 5 bis 10 cm genügt für die Platten, während die Betonkeile etwa 20 bis 30 cm in das Mauerwerk eingreifen und dasselbe verankern.

Von der Reihe der fabrikmäßig hergestellten Hohlbalkensysteme sind zu erwähnen: Armierter Zementhohlbalken nach System Siegwart, kurz Siegwartbalken genannt.

Das System Siegwart kennzeichnet sich dadurch, daß hohle Betonbalken, in deren Seitenwandungen Rundeisen bezw. Drähte zur Aufnahme der Zugspannungen einbetoniert sind, in der Fabrik auf Maß oder auf Vorrat hergestellt werden und als ausgetrocknete Tragbalken auf die Baustelle kommen, wo sie ohne Verschalung frei auf den Tragmauern oder Unterzügen von I-Balken oder armiertem Beton dicht nebeneinander verlegt und in den Längsfugen vergossen werden, so daß sie eine zusammenhängende Decke bilden.



Abb. 369. Siegwartbalken während des Verlegens auf der Baustelle.

Abb. 369 (Aufnahme einer ausgeführten Arbeit) gibt hiervon ein deutliches Bild, während Abb. 370 bis 373 den Querschnitt einer Siegwartbalkendecke bezw. der verschiedenen Normalbalken zeigen.

Die Siegwartbalken werden je nach Belastung und Spannweite in fünf verschiedenen Höhen (Normalprofilen) hergestellt, und zwar 12, 15, 18, 21 und 24 cm bei einer gleichmäßigen Breite von 25 cm (Abb. 370 bis 373). Neben diesen Normalprofilen können nach Belieben auch andere, Spezialprofile, hergestellt werden, falls die lichte Weite des zu überdeckenden Raumes oder die Belastung es notwendig machen sollten. Nach Belastung und Spannweite richtet sich ebenfalls die Stärke der Eiseneinlagen in den Seitenwandungen der Balken, welche zwischen 5 bis 10 mm schwanken. Es werden

vier bis sechs solcher Zugeisen für einen Balken verwendet, von welchen je zwei parallel zur Unterkante desselben verlaufen, währenddem die vier übrigen gegen die Auflager der Balken hin ansteigend verlegt sind. Alle sind am Ende in eine Schleife umgebogen, wodurch die Ankerwirkung verstärkt und die negativen Auflagermomente aufgenommen werden. Das eine Ende der Balken wird gewöhnlich schon bei der Fabrikation auf etwa 10 cm tief massiv hergestellt, im übrigen sind die Balken hohl, damit sie bei annähernd le icher Tragfähigkeit ein bedeutend kleineres Gewicht als volle Balken erlangen, was namentlich in bezug auf Transport und Verlegen derselben von großem Vorteil ist. Aus gleichem Grunde werden gewöhnlich die Hohlbalken nicht über 6,50 m Länge fabriziert. Immerhin sind die Fabriken in Rußland zum Schneiden von 7,50 m langen Balken eingerichtet und haben auch bereits solche verwendet. — Die Seitenflächen der Balken sind geriffelt, damit der Zementverguß der Fugen die einzelnen Stücke innig miteinander verbindet und so das Ganze eine solid zusammenhängende ebene Decke bildet.

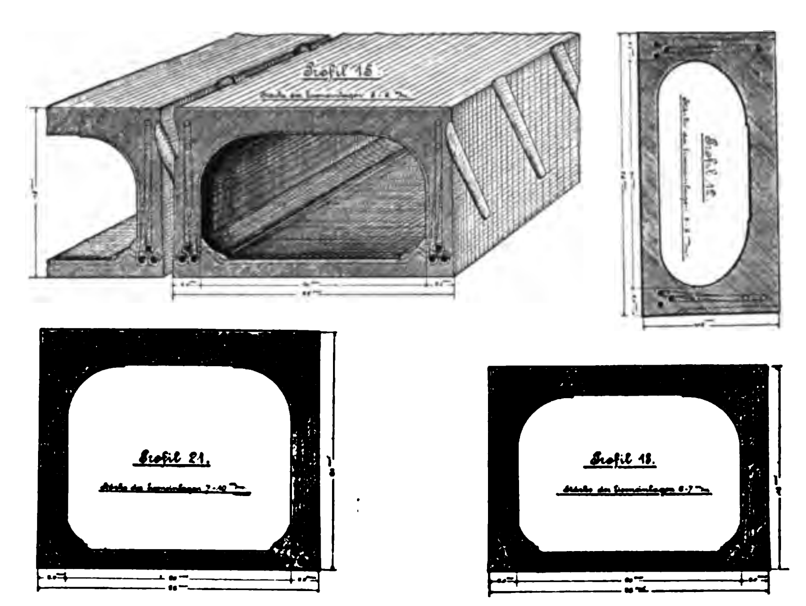


Abb. 370 bis 373. Querschnitt der Siegwartbalken.



Abb. 374. Herstellung der Siegwartbalken.

Statische Berechnung: Nach Professor Ritter gestaltet sich der Gang der Rechnung wie folgt: Nach Bestimmung des n-fachen Eisenquerschnitts + Betonquerschnitt einer ⊓-Fläche wird mit Hilfe des statischen Momentes die Lage der neutralen Achse bezüglich der Oberkante bestimmt, sodann das Trägheitsmoment J_s für Schwerlinie; dann ist nach der Navierschen Biegungstheorie max $M = \frac{J_s}{s} \sigma_b = W \sigma_b$ bezüglich der Balkenoberkante. Vorausgesetzt wird hierbei die Gültigkeit der Navierschen Spannungsgleichung für Eisenbetonkonstruktionen wie für homogenes Material.

Die Druckbeanspruchung im Beton bezüglich der Oberkante $\sigma_b = \frac{\max M}{W}$. Durch Bestimmung des Abstandes von Druck- und Zugmittelpunkt $DZ = y_e$ ist die Zugkraft im Eisen: wenn $\max M = Z y_e$ bezüglich des Druckmittelpunktes

$$Z = \frac{\max M}{y_e}$$

und die Spannung im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{Z}{F_e} = \frac{\max M}{F_e\, y_e}.$$

Wenn die maximale Querkraft am Auflager $= Q$ und die Summe beider Stegdicken $= d$, so ergibt sich die maximale Schubspannung $\sigma_a = \frac{Q}{d y_e}$.

Balken, die über verschiedene Stützpunkte ungestoßen durchlaufen, werden als kontinuierliche Träger berechnet und dementsprechend armiert.

Die Tragfähigkeit der einzelnen Balkenprofile für die Nutzlasten von 0 bis 1000 kg/m² ergibt sich aus der Tafel, Abb. 375.

Die Fabrikation der Hohlbalken in den Fabriken geschieht in folgender Weise (vergl. auch die Abb. 374):

Die Balken werden nicht einzeln fabriziert, sondern in Schichten von je 2,50 m Breite, also je 10 Balken miteinander. Diese Zahl kann nach Bedarf auch erhöht werden. Auf eine unterste Betonschicht von etwa 13 bis 15 mm Höhe, welche den Plafond der Balken bilden soll, werden die Kernmodelle aus Eisenblech auf gewisse Entfernung parallel nebeneinander gelegt. Sie bilden die Hohlräume der Balken. An den Seitenwandungen dieser Modelle sind vorher mittels einfacher Drahtringe und Traversen die berechneten Rundeisenstangen, entsprechend abgebogen, unverrückbar befestigt worden. Die 10 nebeneinanderliegenden armierten Modelle werden nun mit Zementmörtel (Maschinenmischung von einem Teil Portlandzement und vier Teilen scharfkörnigem Sand) einfach einbetoniert, gestampft und der so entstandene Boden abgeplattet.

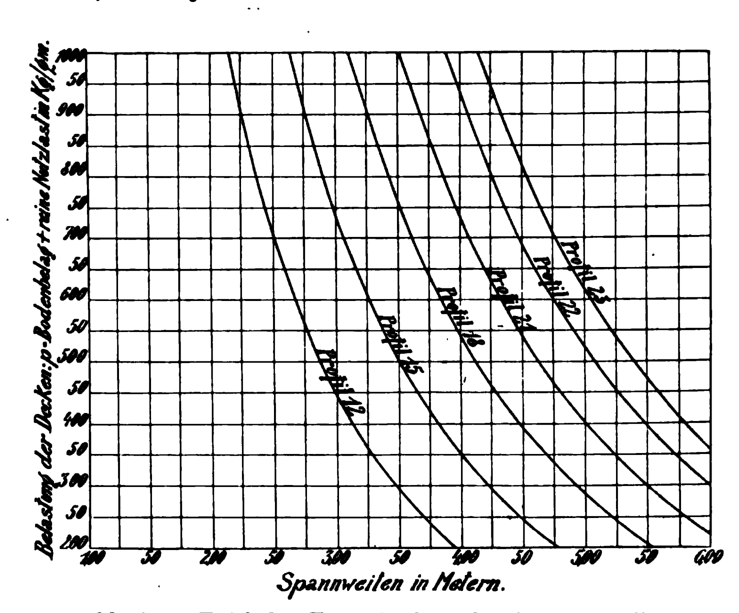


Abb. 375. Tafel der Tragfähigkeit der Siegwartbalken.

Nun folgt das Zerteilen dieser Fläche in einzelne 25 cm breite Streifen = 10 Balken, welche Operation durch eine besonders konstruierte Schneidemaschine rasch und sicher geschieht. Diese Art der Behandlung des Betons durch Schneiden des noch nicht abgebundenen Zementmörtels ist das Charakteristische an der Fabrikation. An den Messern derselben sind Rippen angebracht, wodurch die äußeren Seitenwandungen der Balken geriffelt werden.

Einige Stunden nach dem Einbetonieren und Schneiden der Balken werden die Kernmodelle, welche durch wenige Kurbeldrehungen einer Schraube in ihrem Querschnitt verkleinert werden können, ohne Schwierigkeit aus den inzwischen genügend erhärteten Hohlbalken herausgezogen, um in einer neuen Schicht auf gleiche Weise verwendet zu werden. Da die Schneidemaschine in der Höhe verstellbar ist, ist es möglich, um in der Fabrik an Raum zu sparen, 6 bis 8 Schichten Hohlbalken übereinander herzustellen. Ein solcher Block von 8 Schichten enthält bei 5,00 m Balkenlänge 100 m² Decken, was der Tagesleistung einer mittelgroßen Fabrik von 20 bis 25 Arbeitern gleichkommt. Nach fortgeschrittener Erhärtung der Balken in einigen Tagen und nachdem auch die Länge der Stücke, sowie die Anzahl und Stärke der Eiseneinlagen auf jedem Balken angezeichnet bezw. eingeprägt worden sind, werden dieselben auf den Lagerplatz transportiert. Zwei bis drei Wochen später können die Stücke, vollkommen erhärtet und ausgetrocknet, auf den Bauten verwendet werden.

Die Fabrikation der Siegwartbalken und die zu ihrer Herstellung nötigen Maschinen und Modelle sind durch Patente in allen Kulturstaaten geschützt.

System Lund. Die nach diesem System hergestellten Decken bestehen aus einzelnen Eisenbetonhohlblöcken; hierbei ist insbesondere Gewicht gelegt auf eine vollkommene und zweckmäßige Verlaschung derjenigen Fugen, welche durch das Aufteilen eines durchgehenden Trägers in mehrere Stücke entstehen. Diese Verlaschung wird beim System Lund dadurch ausgeführt, daß (Abb. 376 bis 378) die einzelnen Blöcke auf den Längsseiten mit Nut und Feder versehen sind und diese Blöcke derartig zwischen den Widerlagern aufgelegt werden, daß die Nuten der einzelnen Blöcke eine durchgehende Nut, die Federn der einzelnen Blöcke eine durchgehende Feder zwischen den Widerlagern bilden und daß sinngemäß die Federn der einen Reihe in die Federn der nächsten Reihe eingreifen und die Stoßfugen in gewöhnlichem Verband liegen.

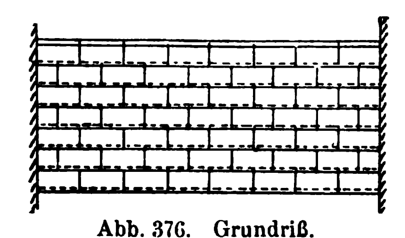


Abb. 376. Grundriß.

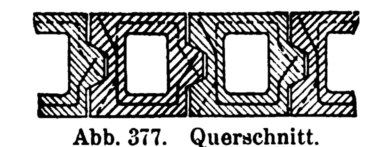


Abb. 377. Querschnitt.

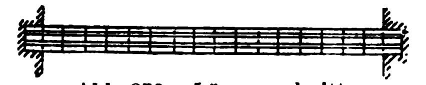


Abb. 378. Längenschnitt.
Abb. 376 bis 378. Eisenbetonhohlblöcke, System Lund.

Bei dieser Form der Blöcke und dieser Art des Auflegens wird ein Öffnen der Stoßfugen im allgemeinen unmöglich gemacht.

Um nun die auftretenden Zug- und Scherkräfte voll und ganz auch in den Laschen aufzunehmen, werden sowohl Feder als auch Nut gegen Abscheren, sowie die oberen und unteren Flanschen gegen Abschneiden in der Längsrichtung mittels eingelegter Eisen armiert. Diese Armierung kann in verschiedener Weise ausgeführt werden:

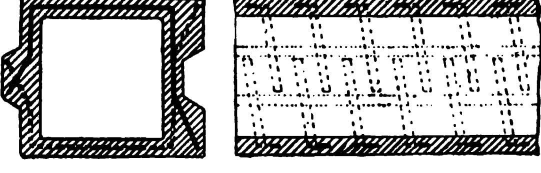


Abb. 379 u. 380. Armierung nach System Lund.

a) durch Einlegen von einzelnen Eisenbändern, die von der Feder abwechselnd durch die obere und untere Flansche nach der unteren und oberen Nutenzunge geführt werden. Die Eisenbänder dienen dann gleichzeitig zur Aufnahme der in den Stegen auftretenden Scherkräfte und zur Armierung der oberen Flansche gegen Stöße (Abb. 379 und 380).

b) durch Einlegen von einem Netz aus Streckmetall oder Eisendrahtgeflecht, wobei die Drähte im Prinzip, wie unter a) beschrieben, geführt werden. Für jede Flansche wird ein besonderes Netz eingelegt.

Das Verwenden von Netzen zur Einlage ist die vollkommenere Ausführungsweise, da hierdurch sämtliche Scher- und Zugkräfte, die in einem Balken auftreten können, durch Metall aufgenommen werden.

Um das Zusammensetzen der einzelnen Teile während der Herstellung in einwandfreier Weise zu erreichen, hat man zwei Ausführungsweisen:

a) Man läßt die Feder derartig in die Nut eingreifen, daß sie immer direkt gegen die Nutenzungen anliegen muß. Dieses kann dadurch erreicht werden, daß Feder und Nut keilförmig, das Wurzelmaß der Feder größer als die äußere Weite der Nut, die Höhe der Feder geringer als die Tiefe der Nut, die Schräge der Keilflächen gleich groß ausgeführt werden (Abb. 381).



Abb. 381.



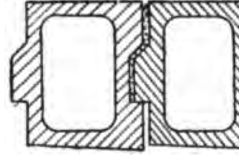


Abb. 382.

Diese Art der Ausführung hat den großen Vorteil, daß man die Schalung direkt nach dem Aufstellen entfernen kann, indem die Konstruktion selbsttragend wirkt, wenn zwei Reihen aufgelegt sind.

b) Man läßt die Feder nur gegen die untere Nutenzunge direkt anliegen, während die Feder und die obere Nutenzunge durch eine leicht zugängliche Fuge getrennt ist, um sichere Gelegenheit für das Nachstampfen des später nachzufüllenden Zementmörtels zu schaffen. In diesem Falle kann das Gerüst erst nach dem Abbinden dieses Mörtels (etwa 8 Tage) entfernt werden (Abb. 382).

Um das direkte Anliegen der Feder gegen die Nut nicht durch kleine Unebenheiten der Schalung zu erschweren, empfiehlt es sich, die untere Flansche etwas abzuschrägen, so daß der Abstand von der Unterkante der Feder kleiner als von der Oberkante der unteren Nutenzunge zur unteren Flansche wird.

Aus dem vorstehend Entwickelten geht hervor, daß die Bedingungen für ein richtiges Zusammenwirken der einzelnen Teile bei tadelloser Ausführung erfüllt sind; man hat dann eine Konstruktion aus einzelnen, leicht handlichen, fabrikmäßig hergestellten und kontrollierten Teilen erhalten, deren Gesamtwirkung ähnlich der der einzelnen kontrollierten Teile ist.

Je nach der Bestimmung der Decke hat man folgende Ausführungsarten:

a) Normalblöcke.

Für den Bau von Decken in Wohn- und Geschäftshäusern ist die Verwendung von Normalgrößen, die mit dem bestehenden Backsteinverband zusammenpassen, zu empfehlen, die entsprechenden Werte ergeben sich aus folgender Tabelle:

Blockhöhe	Querschnitt						Eigengewicht			Spannweite für mob. Bel.	
							für 1 Block		für 1 m²	für 1 m²	
	F	J	W	S	$h_{Sp\,M}$	F_k	Eisen	Beton	Decke	250 kg	500 kg
cm	cm²	cm⁴	cm³	cm³	cm	cm²	kg	kg	kg	m	m
15	225	5 839	697	523	11,2	80	0,70	35	250	5,0	4,1
22	288	16 176	1296	972	16,7	97	1,00	43	300	6,8	5,5
30	360	37 720	2160	1620	23,2	117	1,35	50	350	8,8	7,2

In der Tabelle ist für drei verschiedene Blockhöhen: $h = 15$ cm (2 Schichten), $= 22$ cm (3 Schichten), $= 30$ cm (4 Schichten) unter der Voraussetzung, daß sämtliche Blöcke für das Maximalmoment dimensioniert sind, sowie Blockbreite = 24 cm, Blocklänge = 70 cm, Wandstärke = 3 cm, $s_B = 45$ kg/cm², $s_E = 1000$ kg/cm², unter Zugrundelegung einer vom Erfinder aufgestellten Rechnungsweise eine Zusammenstellung von Gewicht und Spannweite vorgenommen worden.

b) Blöcke für Träger.

Bei Geschäftshäusern wird in vielen Fällen die Verwendung von einzelnen Hauptträgern, wenn die Blockhöhe nicht zu groß werden soll, unumgänglich sein. Da eine vollständig zufriedenstellende Isolierung der Eisenträger, hauptsächlich an Stellen, wo Scheidewände nicht angebracht werden können, sehr schwierig ist, kann es oft empfehlenswert sein, auch Hauptträger aus einzelnen Eisenbetonblöcken zu bilden (Abb. 383).

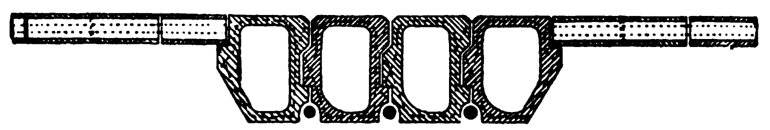


Abb. 383. Hauptträger nach System Lund.

Abb. 384.

Abb. 385.

Abb. 386.

Abb. 384 bis 386. Grundriß und Querschnitt einer Deckenkonstruktion nach System Lund nebst Darstellung während der Ausführung.

c) Spezialblöcke.

Bei Lagerhäusern u. dergl., wo speziell große Widerstandsfähigkeit gegen Stöße erforderlich ist, oder bei Gebäuden, die zur Aufbewahrung von feuergefährlichen Stoffen dienen und bei welchen eine stärkere Isolierung der Eiseneinlagen wünschenswert ist, oder bei Ingenieurbauten, wie Gewölbebrücken, Stützmauern u. dergl., müssen Blöcke mit größeren Wandstärken zur Verwendung kommen. Man ist hier von keinen anderen Rücksichten gebunden, als daß der einzelne Block nicht zu schwer und die Blocklänge nicht zu groß für eine sorgfältige Fabrikation wird.

In diesen Fällen kann es auch empfehlenswert sein, die Wandstärke und Armierung mit Rücksicht auf den Abstand der Blöcke von den Widerlagern auszuführen. Da nur die äußeren Dimensionen der Blöcke gleich groß sein müssen, können die Materialien so vollständig, als dieses überhaupt bei Trägern mit gleicher Höhe möglich ist, ausgenutzt werden.

Eine Reihe von Bauten nach diesem System sind bereits in Italien zur Ausführung gelangt; die Abb. 384 bis 386 stellen Grundriß und Querschnitt sowie den Bauvorgang selbst dar. —

Das System Visintini stellt einen fertig in den Handel kommenden Balken aus Eisenbeton dar. Visintini will mit seiner Konstruktion die Vorteile der Fachwerkträger auf die Bauweise in Eisen und Beton übertragen. Bei Vollwandträgern aus Beton, — mit wie immer gearteten Eiseneinlagen — die auf Biegung beansprucht werden, findet bekanntlich die zulässige Beanspruchung des Materials tatsächlich nur in jenen Querschnittselementen statt, die von der neutralen Achse am weitesten entfernt sind. An allen übrigen Punkten ist wegen der nach dem Schwerpunkt zu geringer werdenden Spannung die Tragfähigkeit des Baustoffs nicht voll ausgenutzt, die Konstruktion somit unökonomisch. Das Gleiche gilt von den Trägerformen mit mehr oder weniger willkürlich durchbrochener Wand. Dieselben erreichen wohl gegen Vollwandträger eine Baustoffersparnis, aber durchaus keine bewußte statische Anordnung und ökonomische Verwertung des vorhandenen Materials. Eine volle Ausnutzung des gesamten Materials bis zur zulässigen Grenze kann nur beim richtig konstruierten Gitterträger stattfinden, weil nur dort infolge der rein achsialen Beanspruchung der Stäbe eine gleichmäßige Verteilung der Kraft über den ganzen Querschnitt erzielt wird.

Die Eisenbetongitterträger bestehen, wie aus Abb. 387 bis 389 ersichtlich, aus einem Obergurt, der bei gleichmäßig verteilter Belastung lediglich Druckspannungen ausgesetzt ist, zu deren Aufnahme der vorhandene Betonquerschnitt notwendig und hinreichend ist. Der Untergurt, der nur auf Zug beansprucht wird, erhält durchgehende Eiseneinlagen, die an den Enden zum Zwecke der Verankerung nach aufwärts gebogen erscheinen. Zur Verbindung dieser beiden Gurtungen dient das zwischen ihnen angeordnete Gitterwerk, wobei die nach der Mitte fallenden Diagonalen Zug-, die übrigen Druckwiderstand zu leisten haben und dementsprechend entweder durch einen Betonstab oder durch ein Rundeisen mit stabförmiger Betonumhüllung gebildet werden. Die Verbindung dieser Zugrippen mit dem Untergurt erfolgt durch Umschlingung des

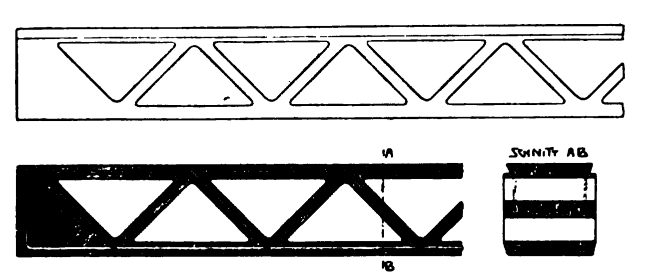


Abb. 387 bis 389. Ansicht, Längen- und Querschnitt eines Eisenbetongitterträgers, System Visintini.

Diagonaleisens um das Untergurteisen, wobei durch die Adhäsionswirkungen von Beton und Eisen an diesen Knotenpunkten ein Gleiten der Öse längs des Stabes unmöglich gemacht wird. Um die feste Verbindung des Diagonaleisens mit dem Obergurt herzustellen, ist in letzteren ein Rundstab eingebettet, den die Zugstrebe genau wie beim Untergurtknoten umschlingt. Die Beanspruchung des Materials in den Zugrippen ist nahe dem Auflager am größten, daher dort die stärksten Eiseneinlagen eingebracht sind, und nimmt gegen die Mitte zu nach einer arithmetischen Progression ab, was bei der Dimensionierung der Rundeisen genau berücksichtigt wird. In den Gurtungen tritt dagegen die Maximalbeanspruchung gegen die Trägermitte zu auf. Selbstverständlich übt die Form der Gurtungen keinerlei Einfluß auf den Grundgedanken der Erfindung, und ist daher die Ausführung nicht auf Parallelträger beschränkt, sondern ebenso für jede Art Bogenträger möglich.

Die Herstellung der Eisenbetongitterträger geschieht mit einer Seite nach abwärts, in der nachfolgend geschilderten Weise: Auf einer Planie wird aus Bohlen der äußere Umriß, die rechteckige Gußform, gebildet. Zwischen dieselben werden die gußeisernen Modellkerne für die Hohlräume gestellt und ihre Entfernung, entsprechend den rechnungsmäßig ermittelten Stärken der Gurtstäbe, gesichert. Der Beton, gewöhnlich 1:4 gemischt, wird ziemlich flüssig schichtenweise eingebracht und dazwischen die nötigen Eiseneinlagen eingebettet. Nach dem Abbinden des Zements werden die Formen entfernt, und nach mehrtägigem Feuchthalten sind die Träger genügend erhärtet, daß man sie umkanten kann. Die gegenseitige Verbindung der einzelnen Träger zu einem Deckenfeld geschieht derart, daß bei auftretender Belastung einzelner Träger eine möglichst weitgehende Druckverteilung auf die anliegenden Balken ermöglicht wird. Zu dem Zwecke wird beim Guß an beiden Rändern des Obergurtes ein Falz ausgespart, wodurch beim Stoß zweier Träger eine schwalbenschwanzförmige Nut entsteht. In dieser sitzt ein nachträglich eingegossener Betonkörper, der nach dem Abbinden jeden Träger mit seinem Nachbar fest und sicher verbindet. Um das Versetzen bezw. Aufziehen der Träger zu erleichtern, bedient man sich mit Vorteil der nebenstehend (Abb. 390 u. 391) abgebildeten Vorrichtung, deren Wirkungsweise ohne weiteres aus der Zeichnung ersichtlich ist.

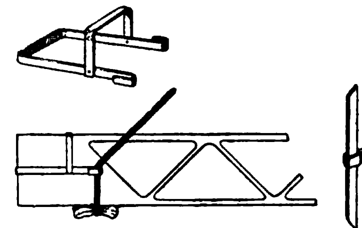


Abb. 390 u. 391. Vorrichtung zum Versetzen der Träger.

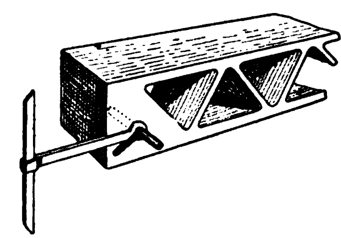


Abb. 392. Verankerung der Träger in der Mauer.

Abb. 392 zeigt die Verankerung der Träger in der Mauer, die von der im Hochbau allgemein üblichen Art nicht abweicht.

Das Auswechseln der Träger bei vorspringenden Schornsteinkörpern u. dergl. läßt sich einfach durchführen, indem in die Hohlräume der Gitterträger entsprechende I-Eisen einbetoniert werden, die den kürzeren Trägern als Auflager dienen. Abb. 393 bis 396 zeigen zwei typische Fälle solcher Auswechslungen.

Durch geeignete Zerlegung des zu überspannenden Raumes in einzelne Felder kann die ganze Decke aus Haupt- und Zwischenträgern gebildet werden, von denen die letzteren in normalen Abmessungen fabrikmäßig auf Lager gearbeitet werden können, während erstere für die von Fall zu Fall variablen Spannweiten herzustellen sind. Längs- und Querbalken sind als Eisenbetongitterträger ausgebildet und gelangen infolge einer geeigneten Verbindung durch Aufbetonieren und Querarmierung, die bereits unter

Patentschutz gestellt wurde, zu einer so innigen Verbindung untereinander, daß die ganze Konstruktion wie eine Hohlplatte wirkt. Der Hauptvorzug dieser Deckenbildung

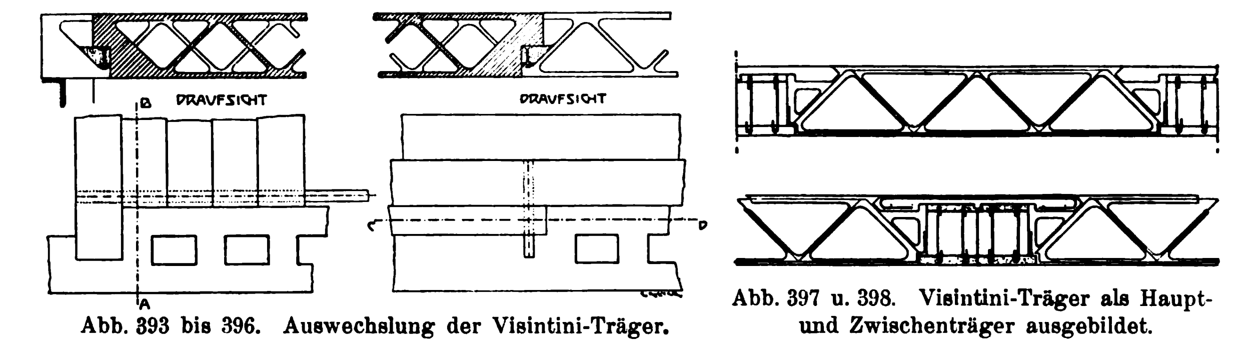


Abb. 393 bis 396. Auswechslung der Visintini-Träger.

Abb. 397 u. 398. Visintini-Träger als Haupt- und Zwischenträger ausgebildet.

Abb. 399 bis 402. Deckenkonstruktion nach dem System Visintini über ein Fourage-Magazin in Belgien.

besteht darin, daß nur wenige größere Bauteile von bedeutenderem Gewicht zur Versetzung gelangen, daß alle Einzelelemente vollständig erhärtet und tragfähig an die Baustelle kommen und nach ihrer gegenseitigen Verbindung sofort belastet werden können, wodurch jede Schalung unnötig wird, endlich, daß die im Großbetrieb mögliche Herstellung der einzelnen Träger die denkbar größte Verminderung der Erzeugungskosten bedingt (Abb. 397 u. 398).

Die normale Höhe der fertigen Balken schwankt zwischen 15 bis 40 cm, deren Breite beträgt meist 20 cm; die Stärken der Gurtstäbe werden durch die statische Berechnung bestimmt, sie bewegen sich im allgemeinen zwischen 1,5 und 5 cm.

In den Abb. 399 bis 402 ist eine größere Ausführung einer Deckenkonstruktion nach dem Visintinisystem dargestellt; sie rührt von einem Fouragemagazin in Belgien her und besteht aus großen Unterzügen mit darüberliegenden Gitterbalken; alle Einzelheiten sind aus den Zeichnungen zu ersehen.

Die nebenstehende Abb. 403 gibt ein Bild von dem Transport eines großen Unterzugs auf der Baustelle; bei umfangreicheren Bauausführungen empfiehlt sich natürlich die Einrichtung maschineller Hebewerkzeuge.

Über die statische Berechnung des Systems ist folgendes zu sagen:



Abb. 403. Transport eines großen Visintini-Trägers auf der Baustelle

Träger mit Vertikalen und Diagonalen.

Die Ermittlung der maximalen Spannkräfte in den Gurten geschieht auf dieselbe Weise wie bei gleichartigen Fachwerkträgern. Die Spannkraft in den Gurten X ist also stets gleich $\frac{M}{h}$.

Bei der Dimensionierung von mehr als 40 cm gespannten Obergurtstäben sind dieselben auch auf Biegung zu berechnen, da ja der beim Fachwerke theoretisch als nur in den Knotenpunkten wirkend vorausgesetzte Angriff der Kräfte der Wirklichkeit hier nicht entspricht.

Ein solcher Obergurtstab wird sonach in der Unterkante Eisen zur Aufnahme der Zugspannungen, die aus Biegung resultieren, benötigen. Es genügt hierbei meist, das nötige Biegungseisen aus der Formel $f_e = \frac{\sigma_e\left(\frac{5}{6}h - e\right)}{M}$ zu bestimmen. Hierin bedeuten: f_e = nötiger Eisenquerschnitt in cm², M = maximales Moment, σ_e = zulässige Inanspruchnahme des Eisens auf Zug, h = Stärke des Obergurtstabes, e = die Entfernung des Eisenmittels von der Unterkante. Das Eisen soll mindestens einen Abstand von $\frac{d}{2} + 10$ mm von der Unterkante besitzen.

Die spezifische Druckspannung des Betons wird gleich sein σ_D (aus Fachwerk-

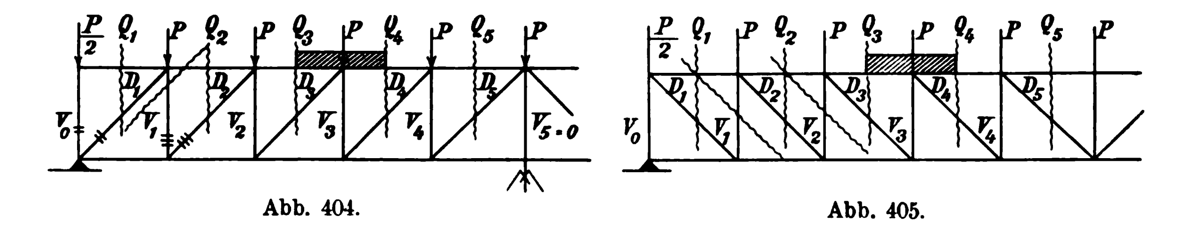


Abb. 404. Abb. 405.

druck), vermehrt um σ_B (Druck aus Biegung). Die Zusatzspannung aus Biegung wird genügend genau ermittelt nach der Formel $\sigma_B = \frac{6\,M}{h^2\,b}$, wobei h wieder Stärke des Obergurtstabes und b die Breite desselben bedeutet.

Bei Obergurtstäben über 15 cm Stärke soll die gleiche Anzahl Biegungseisen auch in die Oberkante des Stabes eingelegt werden.

Die Stärke der im Obergurtmittel liegenden Verankerungseisen richtet sich nach

der Stärke der Eiseneinlagen in der Auflagervertikale bezw. Auflagerdiagonale, je nachdem nach der Mitte zu steigende oder fallende Diagonalen angeordnet sind. Der Gesamtquerschnitt der im Obergurt vorhandenen Verankerungseisen soll größer sein als die Hälfte der Gesamtarmatur in der Auflagervertikale. Bei Berechnung der Füllungsglieder ist zu beachten, ob nach der Mitte zu steigende oder fallende Diagonalen angeordnet sind. Bei gleichmäßiger Belastung sind erstere stets gedrückt, letztere stets gezogen.

Bei nach der Mitte zu steigenden Diagonalen gehören für dasselbe Querkraftfeld immer V_0 und D_1, V_1 und D_2 usw. zusammen.
Bei nach der Mitte zu fallenden Diagonalen gehören stets D_1 und V_1, D_2 und V_2 usw. für das gleiche Querkraftfeld zusammen. Die mittelste Vertikale ist gedrückt und ihre Spannung gleich der größten auf sie entfallenden Last.

Hierbei ist für beide Fälle

$$Q_1 = A - \frac{P}{2} = V_0 \qquad Q_3 = A - 2{,}5\,P = V_2$$

$$Q_2 = A - \frac{P}{2} - P = V_1 \qquad Q_4 = A - 3{,}5\,P = V_3$$

Die Spannung in den Vertikalen ist gleich der Querkraft. Spannkraft in den Diagonalen ist gleich der Querkraft · sec des Neigungswinkels.

Beispiel.

Ein Unterzug von 12,80 m Spannweite (Stützweite 13,10 m) sei mit 12 800 kg gleichmäßig verteilt belastet; die theoretische Höhe h wird mit 80 cm angenommen; daher ist die Feldweite des Obergurtstabes ebenfalls 80 cm; Breite des Trägers 50 cm.

$$\text{Moment} = \frac{12\,800 \cdot 1310}{8} = 2\,096\,000 \text{ cmkg}$$

Spannkraft in den Gurten

$$X = \frac{M}{h} = \frac{2\,096\,000}{80} = 26\,200 \text{ kg.}$$

Dimensionierung:

Obergurt

$$F = 16 \cdot 50 + 15\,(\overbrace{4 \cdot 0{,}95}^{4\text{ R.-E. } 11} + \overbrace{8 \cdot 0{,}195}^{8\text{ R.-E. } 5}) = 880 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 26\,200 : 880 = 29{,}7 \text{ kg/cm}^2 \text{ spez. Druckspannung.}$$

Biegung:

$$\text{Belastung eines Obergurtstabes} = \frac{12\,800}{16} = 800 \text{ kg}$$

$$\text{Moment} \ldots\ldots\ldots = \frac{800 \cdot 80}{8} = 8000 \text{ cmkg}$$

$$\text{Nötiges Biegungseisen} \ldots\ f_e = \frac{8000}{1000\left(\frac{5}{6} \cdot 16 - 2\right)} = 0{,}73 \text{ cm}^2 = 4 \text{ R.-E. } 5 \text{ mm}$$

$$\text{Zusatzspannung für den Beton aus Biegung } \sigma_B = \frac{8000 \cdot 6}{16^2 \cdot 50} = 3{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_D + \sigma_B = 29{,}7 + 3{,}7 = 33{,}4 \text{ kg/cm}^2 \text{ spez. Druckspannung im Beton.}$$

Untergurt: $F_e = 4 \cdot 6{,}61 = 26{,}44 \text{ cm}^2 = 4$ R.-E. 29 mm

$$\sigma_e = 26\,200 : 26{,}44 = 991 \text{ kg/cm}^2 \text{ spez. Zugspannung im Eisen.}$$

Füllungsglieder $\quad P = \frac{12\,800}{16} = 800$ kg.

Vertikalen (Zug):

$$
\begin{aligned}
V_0 &= 7{,}5\,P = 6000 \text{ kg} = 8 \text{ R.-E. } 10 \text{ mm} = 6{,}28 \text{ cm}^2\\
V_1 &= 6{,}5 \;\text{„}\; = 5200 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 10 \;\text{„}\; = 6{,}28 \;\text{„}\\
V_2 &= 5{,}5 \;\text{„}\; = 4400 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 9 \;\text{„}\; = 5{,}09 \;\text{„}\\
V_3 &= 4{,}5 \;\text{„}\; = 3600 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 8 \;\text{„}\; = 4{,}02 \;\text{„}\\
V_4 &= 3{,}5 \;\text{„}\; = 2800 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 7 \;\text{„}\; = 3{,}008 \;\text{„}\\
V_5 &= 2{,}5 \;\text{„}\; = 2000 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 6 \;\text{„}\; = 2{,}26 \;\text{„}\\
V_6 &= 1{,}5 \;\text{„}\; = 1200 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 5 \;\text{„}\; = 1{,}56 \;\text{„}\\
V_7 &= 0{,}5 \;\text{„}\; = 800 \;\text{„}\; = 8 \;\text{„}\; 4 \;\text{„}\; = 1{,}00 \;\text{„}
\end{aligned}
$$

Betonstärke 5 cm.

Die Mittelvertikale besitzt theoretisch die Spannung 0 bei gleichmäßig verteilter Belastung, erhält bei der Ausführung aber immer die gleiche Armatur wie die vorhergehende Vertikale.

Diagonalen (Druck):

$$
\begin{aligned}
D_1 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 6000 \cdot 1{,}414 = -8484 \text{ kg} = 6 \text{ cm}, \; \sigma_b = 28 \text{ kg/cm}^2\\
D_2 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 5200 \cdot 1{,}414 = -7353 \;\text{„}\; = 5 \;\text{„}, \; \sigma_b = 29 \;\text{„}\\
D_3 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 4400 \cdot 1{,}414 = -6222 \;\text{„}\; = 5 \;\text{„}, \; \sigma_b = 25 \;\text{„}\\
D_4 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 3600 \cdot 1{,}414 = -5090 \;\text{„}\; = 4 \;\text{„}, \; \sigma_b = 25 \;\text{„}\\
D_5 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 2800 \cdot 1{,}414 = -3959 \;\text{„}\; = 4 \;\text{„},\\
D_6 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 2000 \cdot 1{,}414 = -2828 \;\text{„}\; = 4 \;\text{„},\\
D_7 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 1200 \cdot 1{,}414 = -1697 \;\text{„}\; = 4 \;\text{„},\\
D_8 &= V_0 \cdot \sec\alpha = 800 \cdot 1{,}414 = -1131 \;\text{„}\; = 4 \;\text{„},
\end{aligned}
$$

(D_5 bis D_8:) aus praktischen Gründen keine geringere Stärke

Durch die etwaige einseitige Belastung kann in D_8 und D_7 Zugspannung entstehen, daher erhalten die beiden Diagonalen die gleiche Armatur wie die erste Vertikale von der Mitte aus.

Die bisherige Berechnung ergibt wohl maximale Spannkräfte für die Gurtungen, aber keine maximalen Spannkräfte für die Füllungsglieder, da für letztere nicht die volle, sondern die teilweise Belastung die ungünstigste ist; man muß demnach auch im Hochbau, falls einseitige Belastung möglich ist, bei der Berechnung der Träger auf dieselbe Rücksicht nehmen.

Eine interessante Verwendung der Visintinikonstruktion ist auch die nachfolgende:

Dem Konstrukteur war die Aufgabe gestellt, einen Raum von 9 m Spannweite (Abb. 406 bis 409) derart abzudecken, daß durch die Eisenbetonkonstruktion Dach und Decke gleichzeitig gebildet werden. Mit dem Visintinisystem ist diese Aufgabe bereits wiederholt in der Weise gelöst worden, daß diese Eisenbetongitterträger Mann an Mann unter der geforderten Neigung verlegt wurden, oder, wenn ebene

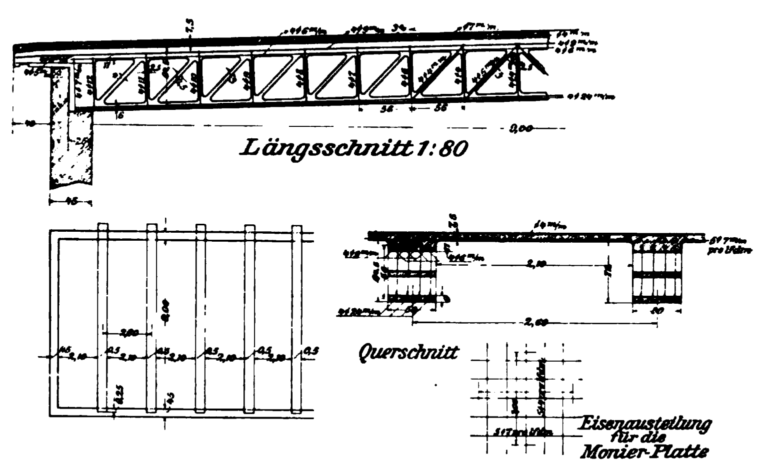


Abb. 406 bis 409. Dach- und Deckenkonstruktion, System Visintini.



Abb. 410. Gitterträger, System Visintini, auf dem Bau.

Untersicht gefordert war, diese durch Konstruktion von Gitterträgern erzielt wurde, die an einem Auflager höher waren als am anderen.

Bei einem Bau in Steyr, der nebenstehend abgebildet ist (Abb. 406 bis 410), wurden nun die Gitterträger in der Art von Unterzügen verwendet, indem sie in einer Entfernung von 2,60 m von Mitte zu Mitte verlegt und nachher durch Überdeckung der entstehenden Zwischenräume die Felder mit überbetonierten Zwischenräumen geschlossen wurden. Dabei wurde die ganze Platte von 7,5 cm Stärke bei der Berechnung des Fachwerks dem Obergurtquerschnitt zugezählt, und es galt durch eine Belastungsprobe den Nachweis zu erbringen, daß diese Annahme berechtigt sei. Tatsächlich ergab die Probe die Richtigkeit dieser Berechnungsweise.

Bei einem anderen, von der Firma Rank in München in Visintinikonstruktion ausgeführten Bauwerk, dem Königlichen Gefangenenhaus in Landsberg, wurde zum erstenmal der Versuch gemacht, von der bisherigen Norm in der Trägerbreite, 20 cm, abzuweichen und die Breite auf 30 cm zu erhöhen. Es resultiert daraus eine Ersparnis sowohl bei der Herstellung, als auch beim Verlegen. Aber auch noch aus einem anderen Grunde ist dieser Bau besonders interessant: Er zeigt, daß das genannte System an keine Jahreszeit bezüglich seiner Ausführung gebunden ist. Die Bauausführung erfolgte nämlich während des strengen Winters 1906, zu einer Zeit, wo die Ausführung von Vollbetondecken ausgeschlossen war. Die Träger wurden unter Dach, abseits der Baustelle, erzeugt, konnten auf diese Weise dem ungünstigen Witterungseinfluß entzogen werden und kamen dann vollständig erhärtet zur Verlegung. Die Abb. 412 zeigt das Verlegen der Träger von 8,90 m Länge über

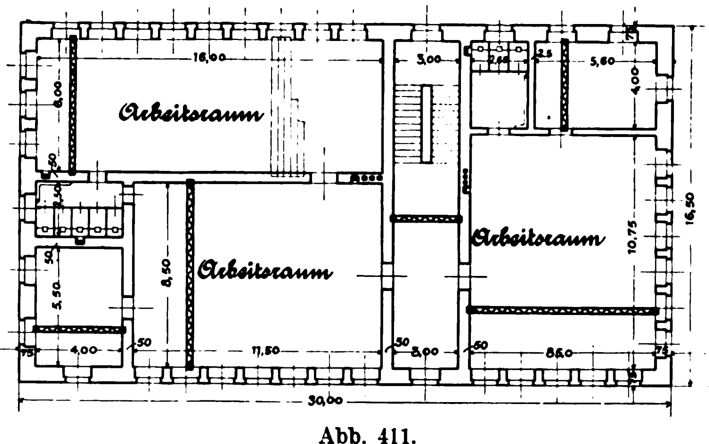


Abb. 411.

dem Arbeitssaal des Gebäudes.



Abb. 412.

Abb. 411 u. 412. Visintini-Konstruktion im Gefangenenhaus in Landsberg.

Bogenbalken (System Thrul). Dieser im Jahre 1904 erstmals erprobten Erfindung liegt gleichfalls der Gedanke zugrunde, bei den fertigen Balkenkonstruktionen die weitgehendste Ersparnis an Eigengewicht und damit auch an solchem Beton zu erzielen, der für die statische Wirksamkeit nicht unbedingt erforderlich ist. Das Bestreben der neuen Erfindung geht nun dahin, eine möglichst einfache Verbindung herzustellen zwischen dem Zuggurt und dem zur Erzielung des notwendigen Widerstandsmoments in entsprechendem Abstand von diesem angeordneten Druckgurt. Zu diesem Zweck ordnet der Erfinder einen horizontalen Untergurt und einen bogenförmigen Obergurt an, der sich ersterem in der Form von einem oder mehreren Drucktrajektorien anschließt und, wenn nötig, auch mit einer flachen oberen Decke versehen ist. Nebenstehende Abb. 413 stellt den einfachsten, typischen Fall eines solchen Trägers dar. Die Versuche haben ergeben, daß es sich empfiehlt, bei Spannweiten von 6 m und darüber entweder eine erhebliche Verstärkung der projektierten einen, oder aber besser zwei derartige Drucktrajektorien einzuführen.





Abb. 413 u. 414. Bogenbalken, System Thrul.

Die an den nebendargestellten Probeobjekten vorgenommenen Belastungs- und Wurfproben haben ergeben, daß die vorhandenen bedeutenden Hohlräume der Tragfähigkeit der Balken tatsächlich keinen Abtrag tun (Abb. 414).

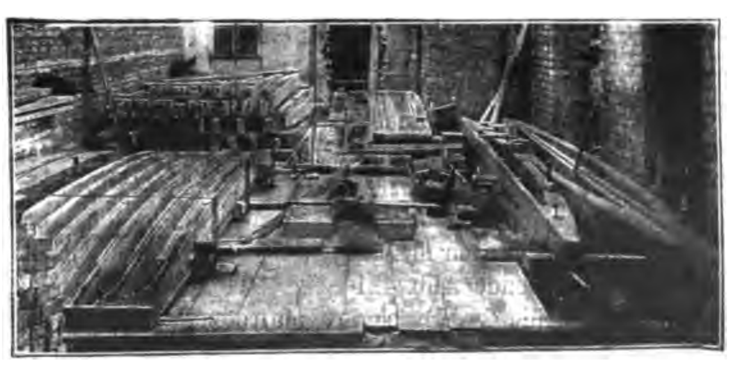


Abb. 415.



Abb. 416.

Abb. 415 u. 416. Ausführung mit Bogenbalken, System Thrul, an einem Magazin-Neubau in Wien.

Die beiden nebenstehenden Abb. 415 u. 416 zeigen eine Bauausführung mit solchen Bogenbalken (Neubau eines Magazins in Wien). Die Balken haben Spannweiten von 4,8, 5 und 6 m und sind 15 und 20 cm breit.

System Janesch. Diese Decke wird aus hohlen Normalsteinen hergestellt, welche in bestimmten Abmessungen für alle innerhalb einer gewissen Grenze liegenden Spannweiten und Belastungsfälle auf Lager vorrätig gehalten werden. Die erforderlichen Betonsteine können in ruhigeren Geschäftszeiten, z. B. im Winter, vermittels einfacher Eisenmodelle überall erzeugt werden und sind, weil sie verhältnismäßig leicht sind, bequem zu transportieren. Die Herstellung der Decke geschieht folgendermaßen (Abb. 417 bis 420):

Nachdem die den Zug aufnehmenden Rundeisen, entsprechend unterstützt, verlegt sind, werden auf dieselben die Steine derartig aufgelegt, daß an den Stoßstellen von je vier Steinen Eisenbleche angeordnet werden, welche eine Verbindung des Zuggurts mit dem Druckgurt sowie eine Querverbindung der einzelnen Steine bewirken sollen. Dadurch wird einerseits das Durchbiegen einzelner Lamellen verhindert, anderseits werden große Lastübertragungsflächen erzielt. An den Enden der Rundeisen sind Schraubengewinde angebracht, welche durch die in üblicher Weise angeordneten Mauerschließen gesteckt sind; sobald nun die Schraubenmuttern angezogen sind, werden die Fugen zwischen den einzelnen Steinen und die Zwischenräume zwischen den Steinen und den Rundeisen gut mit Mörtel ausgefüllt; damit außerdem die Schraubenmuttern gesichert sind, werden sie gleichfalls mit Portlandzement gut umhüllt.

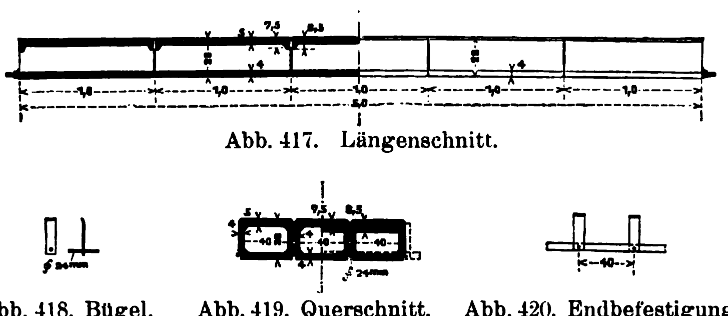


Abb. 417. Längenschnitt.

Abb. 418. Bügel. Abb. 419. Querschnitt. Abb. 420. Endbefestigung.
Abb. 417 bis 420. Oberböden, System Janesch.

Nebenstehende Abb. 421 zeigt einen derartigen Träger unter einer Bruchlast von 2000 kg/m²; die im Druckgurt auftretenden Bruchererscheinungen gehen aus der Abbildung hervor.

Thachers „Floor Unit“. Die in Amerika übliche schnelle Bauweise der großen Geschäftshäuser in Eisengerippe verwies die dortigen Ingenieure stets auf Systeme, welche die bei Eisenbetondecken erforderliche langsamere Herstellungsart und die bedächtigere Ingebrauchnahme derselben vermeiden ließ. Ohne Gerüst, nur mit kleinen Kranen hergestellt, eilt bei den dortigen Bauten das Eisengerippe voraus, wird dann mit Hohlziegeln ausgefüllt und bildet so die sofort benutzbare Unterlage für die weitere Bauherstellung. Dieser technische Vorteil ist es hauptsächlich, der den Ziegelsteindecken in Amerika die große Verbreitung gesichert hat, die ihnen seit einer Reihe von Jahren nunmehr durch den Eisenbeton bestritten wird.

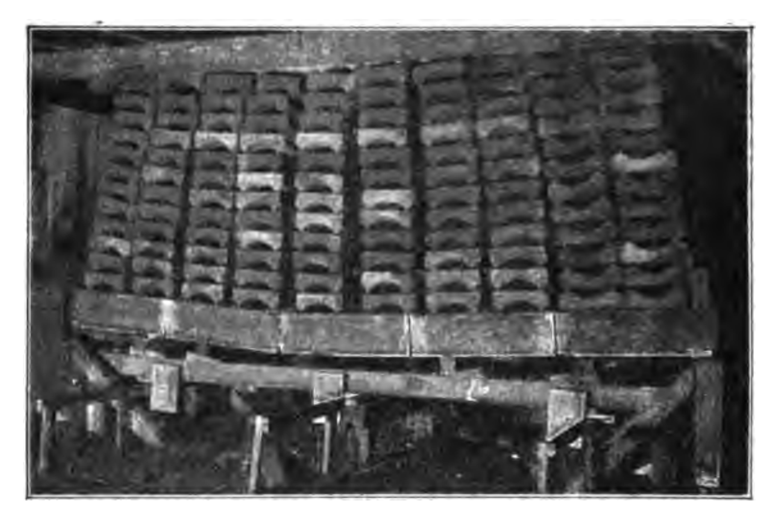


Abb. 421. Belastungsprobe mit System Janesch.

So bringt der bekannte amerikanische Ingenieur und Erfinder Thacher mit seinem Floor Unit eine neue Form der Eisenbetondecke auf den Markt, welche die eben geschilderten Vorteile der Ziegelsteinkonstruktion in noch erhöhtem Maße für sich in Anspruch nehmen darf. Die Form der einzelnen Deckenteile ist mit Rücksicht auf ihre Festigkeit und auf den Umstand entworfen, daß man dieselben leicht in die vorher verlegten I-Träger einschieben kann. Die I-Träger werden zu diesem Zweck in einer konstanten Entfernung von 60″ = 152,4 cm verlegt; in diese Träger werden dann sprengwerkartige, fabrikmäßig hergestellte Zwischenträger eingeschaltet, wie in nebenstehender Abb. 422 dargestellt. Auf diese Weise erzielt Thacher eine ebenso rasche Herstellung wie mit Ziegelsteinen; außerdem besitzen diese Decken vor jenen den Vorzug sehr geringen Eigengewichts, selbst wenn durch eine angehängte Rabitzdecke eine horizontale Deckenuntersicht hergestellt wird. Die Fabrikation solcher Zwischendecken kann jeder Unternehmer sich selbst einrichten; beim Aufbau des Geschäftsviertels in Baltimore ist diese neue Form mehrfach ausgeführt worden; neuerdings sind an Stelle der Eisenträger in obiger Skizze mit Vorteil an Ort und Stelle gestampfte Eisenbetonbalken verwendet worden.

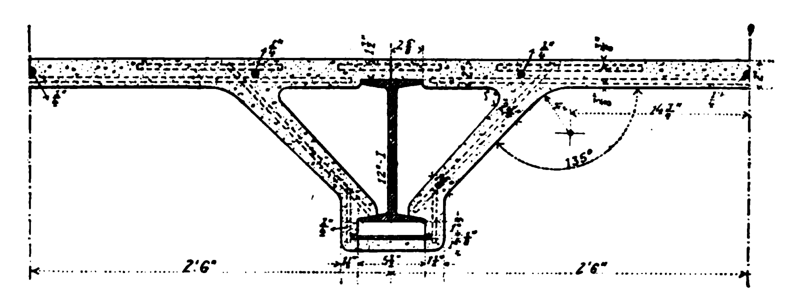


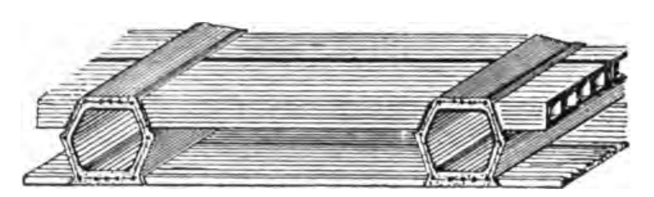
Abb. 422. Thachers „Floor Unit.“

System Corradini (Ingenieur F. Corradini in Turin). Dieses im Jahre 1904 erstmals erprobte neue Deckensystem besteht aus Hohlbalken; zwischen diesen werden

Platten angeordnet, welche aus hohlen, flachen Backziegeln bestehen, wie sie in großem Maßstab in Italien und besonders in Cremona verfertigt werden. Ist eine ebene Deckenuntersicht in dem betreffenden Gebäude erwünscht, so wird aus besonders leichten und dünnen Plattenziegeln, welche auf der unteren Kante der Hohlbalken aufruhen, ein Plafond hergestellt, so daß die oberen, schwereren Flachziegel mit dem Plafond einen Luftraum abschließen.

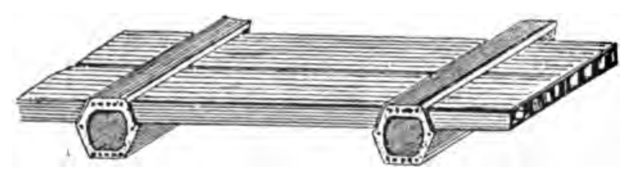
Die erwähnten Hohlträger sind nicht nur in den Seitenwandungen mit Rundeisen armiert, sondern auch peripherisch mit Eisendraht umwunden. Die beiden auf den Mauern aufliegenden Enden sind massiv und können durch eine besondere Zugstange durch die Dicke der Mauer miteinander verbunden werden, so daß damit eine wirksame Verankerung der einzelnen Mauern erzielt werden kann. Diese Träger werden fabrikmäßig hergestellt und dann nach vollkommener Austrocknung auf den Bau gebracht; sie können sofort einen Teil der Belastung aufnehmen, so daß sie keiner weiteren Gerüste bedürfen.

Es werden zwei Trägertype konstruiert und in den Handel gebracht:


Abb. 423. System Corradini, Typ A.

Typ A (Abb. 423) wird 25 cm hoch und in Längen von 4 bis 6 m hergestellt; der Träger ist aus zwei hohlen Hälften gebildet und wird erst an Ort und Stelle zu einem Tragbalken zusammengefügt; jede Hälfte wiegt ungefähr nur 30 kg für 1 lfd. m; dieser Typ A hat außer einer schiefen Auflagerkante für die großen, oberen Flachziegel noch an der unteren Seite einen vorspringenden kleinen Rand, um die den Plafond bildenden leichteren, dünnen Flachziegel zu tragen.

Der Typ B (Abb. 424) ist aus einem einzigen, 20 cm hohen und 3 bis 4,25 m langen Stück gebildet und wiegt nur ungefähr 45 kg für 1 lfd. m. Bei Anwendung


Abb. 424. System Corradini, Typ B.

dieses Typs bleiben die Träger unterhalb sichtbar, können jedoch mittels Kalk und Gips mit den großen, tragenden Plattenziegeln geebnet werden; die untere Fläche der so entstandenen Decke ist glatt und bedarf keines besonderen Putzes, sondern nur einer beliebigen Übertünchung. Das annähernde Gewicht dieser Decke beträgt für 1 m^2:

nach Typ A = 95 kg
nach Typ B = 80 kg.

Dieses System wurde bereits in Italien bei Schulhausbauten verwendet.

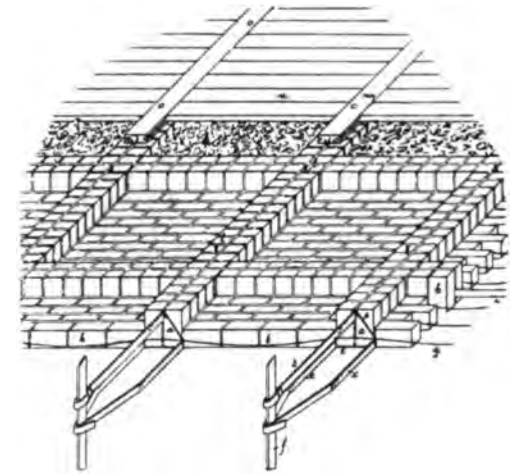
Steineisendecken: Auf dem gleichen Grundsatz aufgebaut, wie die Eisenbetondecken sind die sogenannten Steineisendecken, d. s. Deckenkonstruktionen, bei denen die auftretenden Zugspannungen ebenso wie dort von der Eiseneinlage aufgenommen werden, während an Stelle des Betons hier Steine, und zwar meist gewöhnliche Ziegelsteine treten. Besonders in Norddeutschland haben diese Decken große Verbreitung gefunden, und sie sind insbesondere in denjenigen Gegenden den Eisenbetondecken gegenüber wohl konkurrenzfähig, wo guter Kies schwer zu haben ist. Dabei lassen sich solche Decken leicht nageln, auch haftet der Putz besser als an Eisenbetondecken.

Von den in diesem Kapitel bereits beschriebenen Systemen können die Viktoriadecken, die Bulbeisendecken und schließlich auch die Eggertdecken ebensowohl unter Verwendung von Ziegelsteinen, wie Beton ausgeführt werden, man kann diese Systeme also gleichfalls zu den Steineisendecken zählen.

Infolge der großen Verbreitung der Steineisendecken mußten sich auch bereits die Behörden mit der Berechnungsweise derselben befassen. Die beiden Runderlasse des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 6. Mai 1904 und vom 11. April 1905 reihen denn auch die Steineisendecken im wesentlichen unter die armierten Deckenkonstruktionen ein und bestimmen, daß für die Berechnungen derselben die „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten" sinngemäße Anwendung finden sollen; für die in der Ziegellage der Decke auftretenden Druckspannungen darf ein Betrag von 15 vH. der nachgewiesenen Druckfestigkeit der Steine zugelassen werden. Dabei ist jedoch ausdrücklich zur Bedingung zu machen, daß zur Herstellung der Decken Zementmörtel verwendet werden muß.

Abb. 425. Steineisendecke, System Kleine.

Zu den ältesten und zugleich verbreitetsten Steineisendecken ist das System Kleine zu zählen: Zwischen gewöhnlichen Mauersteinen, Hohlsteinen oder Schwemmsteinen werden hochkantig gestellte Flacheisen an der Unterkante der Platte in das Mörtelbett verlegt; die Trägerentfernung beträgt ungefähr 1,40 bis 2,80 m. Die Herstellung erfolgt auf einer mittels Hängeeisen an die Träger befestigten, durchgehenden Schalung. Besondere Sorgfalt ist auf die vollkommen dichte Umschließung der Flacheisen mit Mörtel zu legen (Abb. 425).



Auch die Schürmannsche Decke mit Wellblechschienen ist eine vielfach angewandte Konstruktion; sie unterscheidet sich von der Kleineschen Decke insofern, als die Wellblechschienen in Abständen von je 3 Steinschichten von Träger zu Träger verlegt werden; die an den 60 mm hohen Bandeisen durch Walzung hergestellten birnenförmigen Buckel sollen ein besseres Anhaften des Zementmörtels an der Schiene bewirken und außerdem als schräges Widerlager für die anliegenden Steinschichten dienen.

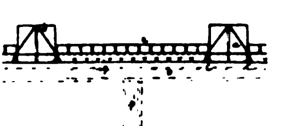


Abb. 426 u. 427. Steineisendecke, System Lolat.

System Lolat. Massive ebene Decke aus eisenarmierten Steinbalken und ebensolchen Füllungen. Bei dieser Decke werden die I-Träger durch entsprechend starke, aus Mauersteinen zusammengefügte Steinbalken *a* (Abb. 426) ersetzt, zwischen welchen je nach Bedarf hochkantig oder flachseitig gemauerte Füllungsplatten bündig mit der Unterkante der Balken angeordnet werden. Die im oberen Teile der

Balken auftretenden Druckspannungen werden dabei durch das Steinmaterial selbst aufgenommen, während nahe der Unterkante derselben Flacheisen *c* von entsprechender Zahl und Stärke zur Aufnahme der daselbst auftretenden Zugspannungen eingelegt werden. Um bei starker Belastung ein Herausdrängen dieser Flacheisen aus den Fugen zu verhindern, wird noch eine weitere Eiseneinlage *d* nahe der Oberkante der Balken eingelegt und mit den unteren Schienen durch zum Dreieck zusammengebogene Drähte *e*, die in gewissen Zwischenräumen in den Fugen übergehängt werden, verbunden. Wird nur eine Schiene in die Mittelfuge des Balkens eingelegt, so genügen zur Verbindung mit der oberen Schiene Drahtstücke, die an beiden Enden umgebogen und übergehängt werden. Die obere Einlage nimmt gleichzeitig die unter Umständen an den Auflagern auch im oberen Teile entstehenden Zugspannungen auf. Die Enden der Eisen je eines Balkens können beiderseits um einen Splint *f* (Abb. 426) greifen; hierdurch soll nicht nur eine Verankerung der gegenüberliegenden Wände bewirkt, sondern gleichzeitig auch ein Herausziehen der Schienen aus dem Mauerwerk des Balkens verhindert werden. Letzterer Zweck allein läßt sich auch durch einfaches Umbiegen und Vermauern der Enden oder dergl. erreichen.

Für eine freihändige Aufmauerung der Balken sind als untere Schienen ⊥- oder L-Eisen zu verwenden, auf deren unteren Flanschen die Steine ihr Auflager finden, während die übergehängten Dreiecksdrähte ein seitliches Ausweichen verhindern. Es bedarf alsdann nur einer ein- oder zweimaligen provisorischen Unterstützung der Schienen durch Unterzüge *o* (Abb. 427) von alten Eisenbahnschienen oder dergl., die durch untergestellte Pfosten *p* abgesteift werden. Soll dagegen der Balken bezw. die ganze Decke unterschalt werden, so genügt nach Abb. 426 die Verwendung von Flacheisen.

Zwischen den Balken werden, und zwar mit deren Unterkante bündig, Füllungsplatten, ebenfalls aus Mauersteinen, eingespannt. Für die freihändige Ausführung erhalten die einzelnen Steine derselben in bekannter Weise ihr Auflager auf den wagerechten Ansätzen von winkelförmig zusammengebogenen Eiseneinlagen *q* (Abb. 427 und 429), die, von Balken zu Balken reichend, bei jeder vierten Fuge der letzteren

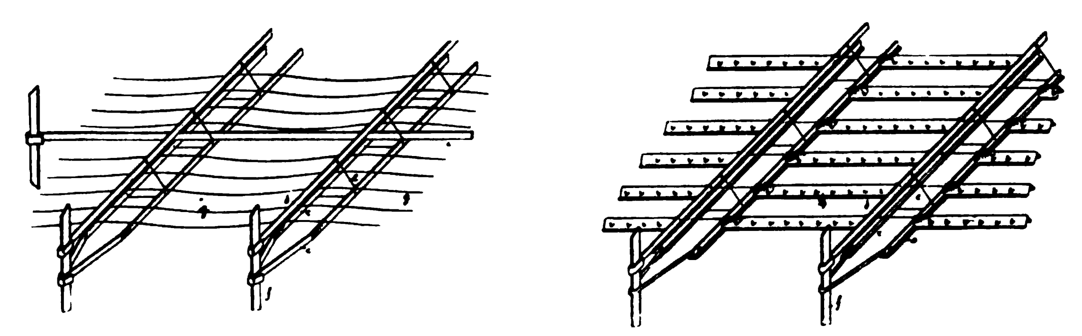


Abb. 428 u. 429. Steineisendecke, System Lolat, Anordnung der Eiseneinlagen.

angeordnet werden, so daß die Füllungssteine *r* bei einer Länge von 35 cm gerade dazwischen passen. Die Enden dieser Eisen liegen auf den Flanschen der ⊥-Eisen der Balken auf. Um ein Abgleiten daselbst zu verhindern und gleichzeitig in der Längsrichtung der Decke eine Verspannung herbeizuführen, werden in den entsprechenden Fugen des Balkens Drahtstücke auf die unteren Schienen desselben gelegt und zugleich mit den Steinen des Balkens vermauert, an deren beiderseits vorstehende, hakenförmig hochgebogene Enden die vorgenannten Eisen mittels ausgeschnittener Ösen angehängt

oder anderweitig befestigt werden, so daß sich eine durchgehende Eisenarmierung ergibt. An den Wänden sollen die Drähte um die zunächst liegenden Steine des aufgehenden Mauerwerks herumgebogen oder in beliebig anderer Weise verankert werden. Da der Hohlraum der Eiseneinlagen q meist mit Zementmörtel ausgefüllt wird, so können zum besseren Haften desselben in deren Seitenflächen kleine Widerhaken ausgestanzt werden, die unter Umständen erst auf der Baustelle nach innen herauszubiegen wären, damit für den Transport die einzelnen Winkelbleche sich glatt übereinanderlegen lassen.

Bei durchgehender Unterschalung der Decke sind die genannten Eiseneinlagen q entbehrlich, und es genügt, wenn an Stelle derselben nebst den in den Balken liegenden verbindenden Drahtenden gemäß Abb. 426 u. 428 in bekannter Weise lange Drähte oder Eisenbänder g von Wand zu Wand durchgehen, die aber im vorliegenden Falle ein festes Auflager auf den unteren Balkeneinlagen finden. Bei der in Abb. 426 angenommenen veränderten Lage der Steine für die Füllungsplatten können in letzteren Eiseneinlagen in beliebig vielen Fugen angeordnet werden.

Erscheint eine noch weitergehende Versteifung der Decke erwünscht, so können zwischen den Hauptbalken a (Abb. 426) noch Zwischenbalken h angeordnet werden. Die in letztere zur Aufnahme der Zugspannungen einzulegenden Schienen i müssen alsdann gleich den Drähten g über die Schienen c hinwegführen.

Die Aufmauerung der Decke erfolgt durchweg in Zementmörtel. Durch leichtes Zuhauen der Steine oder Ausklinken derselben, Hochbiegen der Träger q an den Enden oder ähnliche Mittel ist Sorge zu tragen, daß die Eisenteile, besonders diejenigen der Balken, ganz von Mauerwerk bezw. Zementmörtel umgeben werden; auch kann durch Anbringung von Profilierungen bezw. Ausklinkungen oder Falzungen an den Rändern der Steine ein Ineinandergreifen derselben bewirkt und dadurch eine innigere Verbindung erzielt werden. Als Füllungsplatten können auch die bekannten neueren massiven Deckenarten Verwendung finden.

Die zwischen den Balken über den Füllungsplatten verbleibenden Hohlräume können in an sich bekannter Weise zur besseren Warmhaltung der Zimmer und zur Dämpfung des Schalles mit Sand, Schlacke oder dergl. aufgefüllt werden.

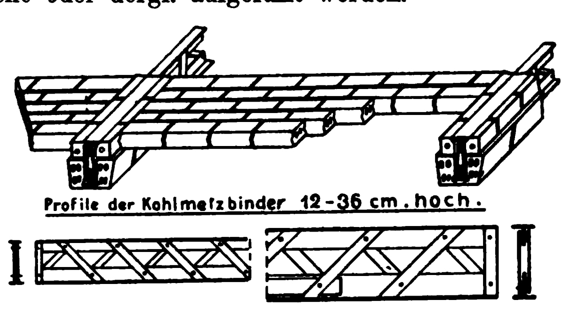


Abb. 430 bis 432. Kohlmetzdecke nebst Kohlmetzbinder.

Der Kohlmetzbalken bildet einen armierten Steinunterzug, zwischen welchen sich horizontale Hohlsteindecken spannen. Kohlmetz verwendet an Stelle der I-Träger Gitterträger (Abb. 430 bis 432), welche er mit porösen Formsteinen und Zementmörtel von allen Seiten umbaut, so daß dieselben nach Erhärten des Zements einen feuersicheren Steineisenbalken bilden. Dadurch, daß der Zementmörtel durch die Stegöffnungen hindurchgreift, tritt eine innige Verbindung zwischen Stein und Eisen ein, wodurch die Balken ihre große Tragfähigkeit erhalten.

Zwischen diesen Kohlmetzbalken werden die horizontalen Decken gespannt, welche je nach Benutzung der Räume mit der Ober- oder Unterkante der Balken eine ebene Fläche bilden.

Die Gitterträger bestehen aus einem schwächeren T-Obergurt und einem stärkeren ⊥-Untergurt. Die Diagonalen und Endvertikalen bestehen aus Flacheisen, welche mit

den Stegen der Gurtungen vernietet sind. Entsprechend der Zunahme der Biegungsmomente wird der Untergurt und, wenn erforderlich, auch der Obergurt durch Flacheisen verstärkt.

Die Gitterträger werden, wie aus Abb. 430 bis 432 ersichtlich ist, mit porösen Formsteinen ummantelt und die Zwischenräume mit Zementmörtel ausgegossen, so daß eine innige Verbindung zwischen Stein und Eisen nach dem Abbinden des Zements eintritt.

In dem so gebildeten Steineisenbalken werden die Zugspannungen im wesentlichen durch den stärkeren Untergurt, die Druckspannngen durch den oberen Teil der Steinumkleidung gemeinschaftlich mit dem Obergurt des Gitterträgers aufgenommen.

Die Formsteine sind derartig konstruiert, daß sie den Untergurt des Gitterträgers vollständig umfassen und in der Unteransicht eine glatte Steinfläche bilden.

Da auch der Obergurt vom Einbaumaterial vollkommen umhüllt wird, liegen die Eisenteile nirgends frei, so daß vollkommene Feuersicherheit gewährleistet ist.

Die statische Berechnung der Kohlmetzbalken erfolgt so, daß nur die Zugspannungen des Untergurts und die Druckspannungen des Obergurts und des diesen umschließenden Steinumbaues in Rechnung gestellt werden.

Nach Angabe des Fabrikanten ist durch zahlreiche Versuche im Königlichen Materialprüfungsamt festgestellt, daß die wirkliche Tragfähigkeit der Kohlmetzbalken eine ganz wesentlich größere ist, als die durch die statische Berechnung sich ergebende.

Wenn man nämlich die Resultate der Belastungsproben in die statischen Berechnungen einsetzt, so würde sich für das Eisen im Untergurt eine Zugbeanspruchung von über 8000 kg/cm² ergeben, also das Doppelte der tatsächlichen Festigkeit des Schmiedeeisens.

Abb. 433. Kohlmetzdecke während der Ausführung.

Nach den Versuchen des Königlichen Materialprüfungsamtes ergab sich, daß die Probedecke eine 28fache Sicherheit bei 250 kg Nutzlast gewähren würde.

Auch die fortlaufend von der statischen Abteilung der Berliner Baupolizei vorgenommenen Belastungsproben ausgeführter Kohlmetzdecken haben nach Angabe des Fabrikanten stets vorzügliche Resultate ergeben.

Die eingebauten Gitterträger bilden nach dem Verlegen ein festes Gerippe und eine gute Verankerung zwischen den Tragwänden. Ihre Stabilität ist auch ohne den

späteren Umbau mit Formsteinen groß genug, um sie als Stützpunkte für das Rüsten und Abdecken der einzelnen Etagen zu verwenden.

Es kommen also die Vorzüge der I-Träger bei Verwendung der Kohlmetzgitter voll zur Geltung; dagegen fällt das bei I-Trägern erforderliche Umlegen von Drahtgeflecht um den Unterflansch bei den Kohlmetzträgern vollkommen fort, weil die Formsteine den Untergurt des Gitterträgers umhüllen. Außerdem wird hierdurch eine Gleichmäßigkeit und Unveränderlichkeit der unteren Deckenansicht erreicht, welche eine spätere Färbung des Putzes unter den Trägern unmöglich macht; Abb. 433 stellt eine Kohlmetzdecke während der Ausführung dar.

Försterdecke mit Betonrippen oder mit Eiseneinlagen im Beton. Eine der älteren Hohlsteindecken ist die bekannte Försterdecke, bei welcher jedoch im allgemeinen größere Spannweiten als 2 m nicht als zulässig zu erachten waren. Den modernen Ansprüchen entsprechend mußte jedoch diese Decke derart umgestaltet und verbessert werden, daß sie auch für größere Spannweiten ausführbar ist.

Diese einschneidende Verbesserung zeigt sich in der Form der Steine, welche gegen früher nach einem durch deutsches Reichspatent geschützten Verfahren umgestaltet sind, ohne hinsichtlich der sinnreichen Gesamtkonstruktion ihres Profils von der bewährten Gestalt abzuweichen. — Die Oberfläche des Steines ist nämlich derart ausgebildet, daß durch einen Hammerschlag mit Leichtigkeit die zwischen den Seitenwänden und dem Mittelsteg befindliche vertiefte Bahn sauber und geradlinig entfernt werden kann, so daß je nach Wunsch ein oder zwei Hohlräume oder ein breiter Hohlraum sich bilden lassen; man hat es somit in der Hand, an beliebigen Stellen beim Vermauern, quer zu den Deckenträgern bezw. zu den Auflagern, über durchlaufende Hohlräume zu verfügen. In diese Hohlräume (vergl. Abb. 434 bis 437) werden Eisenstäbe eingelegt und die Hohlräume dann mit Zementmörtel ausgefüllt bezw. ausgestampft, so daß also eine durch Zementeisenstege verstärkte Hohlsteinplatte entsteht. Die Querschnittsabmessungen der Eisenstäbe sind nach den Grundsätzen für den Eisenbetonbau zu bestimmen. — Durch Anordnen eines so ausgeführten Zementeisensteges in z. B. jeder 5., 3. ev. 2. Steinreihe oder durch Schaffung der Hohlräume in halber oder in ganzer Steinbreite läßt sich für jeden Fall das richtige Verhältnis treffen.



Abb. 434 bis 437. Förstersteine mit eingebetteten Eiseneinlagen.

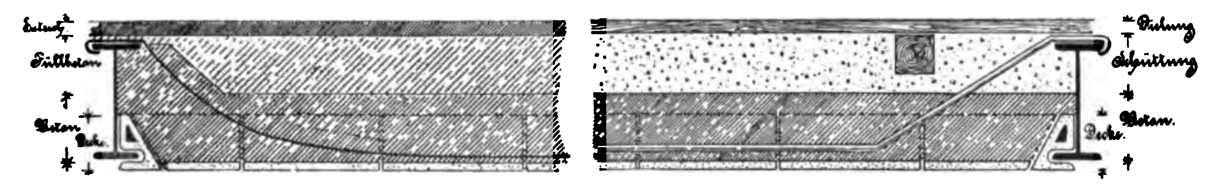


Abb. 438 u. 439. Försterdecke mit Eiseneinlagen.

Durch Höherbetonieren einzelner Streifen läßt sich die Spannweite wiederum erhöhen usw., bis die praktisch größte Spannweite erreicht ist, die nur von Fall zu Fall bestimmt werden kann. Diese Decke erweist sich praktisch geeignet, Räume bis zu 6 m Weite ohne Trägerlage zu überspannen.

Als Eiseneinlagen werden meistens Rundeisen verwendet, welche entsprechend dem Verlauf der Kräfte an den Enden in die obere Zugzone aufgebogen und daselbst um den Träger nach Abb. 438 bis 439 umgebogen werden. Bei Wegfall der Eisenträger sind die Eiseneinlagen im Mauerwerk zu verankern.

Die Abb. 438 u. 439 stellen die gebräuchlichsten Arten der Behandlung der Eiseneinlagen dar. Die nebenstehende Abb. 440 gibt ein Bild des Arbeitsvorganges während der Ausführung der Decke.

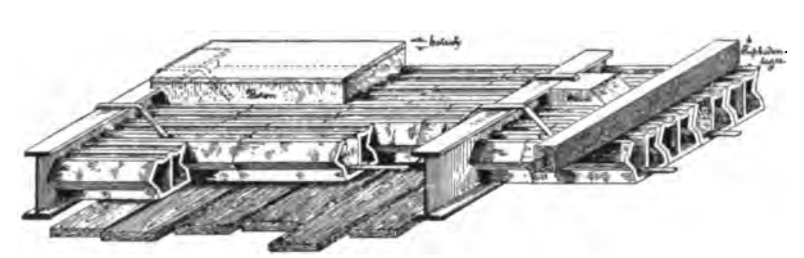


Abb. 440. Försterdecke während der Ausführung.

Bei größeren Spannweiten und besonders großen Belastungen können auch stärkere Eiseneinlagen von beliebiger Gestalt verwendet werden, wie aus den Abb. 436 u. 437 hervorgeht. Da die Steine an ihrer Unterfläche 15 mm stark sind, kommt das Eisen auch bei guter Umhüllung mit Zement in sehr günstiger Weise in die Zugzone zu liegen.

Die Zahl der Eisenbetondecken und der Steineisendecken ist eine so ungeheuer große, daß es natürlich nicht möglich ist, in dem knappen Rahmen eines Handbuchs alle Systeme zur Besprechung zu bringen. Es konnte daher in diesem Kapitel nur eine Auslese der zurzeit gebräuchlichsten Deckensysteme geboten werden.

Literatur.

a) Werke:

Beton-Kalender 1907, Berlin.
Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendungen, Berlin 1905.
Considère, Der spiralarmierte Beton und seine Anwendungen, deutsch von Oberingenieur S. Sor.

b) Zeitschriften:

Beton u. Eisen, 1904 bis 1907, Berlin.

b) Die Treppen.

Bearbeitet von **G. Thurnherr**, Privatdozent am eidg. Polytechnikum in Zürich.

I. Allgemeines.

Die Treppe ist der stufenförmige Weg zur Überwindung von Höhenunterschieden Dem gleichen Zweck dienen die schiefe Ebene und der schiefe oder senkrechte Aufzug (Lift). Der Raum, den diese drei technischen Hilfsmittel in Anspruch nehmen, und der Zweck, dem sie dienen sollen, bestimmen ihre Anwendungsgebiete. Die Treppe hat ihr Hauptanwendungsgebiet im Gebäude, und außerhalb desselben da, wo die gleichen Steigungsverhältnisse ihre Anwendung rechtfertigen. — Dementsprechend unterscheiden wir innere oder Gebäude- und äußere oder Freitreppen. — Die Gebäudetreppen werden wieder eingeteilt nach ihrer Bedeutung in Haupt-, Neben- und Nottreppen, oder nach ihrer örtlichen Lage in Keller-, Stockwerk- und Estrichtreppen.

Den Gebäudeteil, in dem die Treppen angelegt sind, nennen wir das Treppenhaus. Es wird durch Mauern vom anderen Gebäudeteil abgegrenzt und gewöhnlich durch die Böden der Stockwerke oder durch Podeste (verbreiterte Stufen) der Höhe nach eingeteilt. Ein solcher Treppenteil, der zwischen zwei Stockwerkböden oder zwei Podesten liegt, wird Treppenlauf (auch Treppenarm) genannt. Er besteht aus einer Reihe aufeinanderfolgender Treppenstufen, die seitlich durch zwei Randbalken, welche die Treppenstufen verstärken oder tragen helfen, begrenzt sind. Die Randbalken oder Wangen heißen je nach ihrer Lage äußere oder innere Wangen, auf sie wird das Treppengeländer gewöhnlich aufgesetzt.

An der Stufe selbst unterscheidet man die Trittebene, sie ist die obere horizontale Ebene, auf die der Fuß auftritt, und die Setzebene, dies ist die Vertikalebene der Stufe, in deren Richtung sich der Druck von einer oberen Stufe auf eine untere überträgt.

Unter dem Steigungsverhältnis der Treppe versteht man das Verhältnis der Stufenhöhe zur Stufenbreite.

Sei es, daß die Treppe fast ausschließlich dem Waren- oder dem Personenverkehr dient, immer verlangt man von einer guten Treppenanlage zwei Haupteigenschaften: Sicherheit und Bequemlichkeit.

1. Sollen die Treppen von außen leicht zugänglich sein und die für ein günstiges Steigungsverhältnis notwendige Entwicklung haben.

2. Sämtliche Räume des Gebäudes sollen in einfachster Weise auf die Treppe auslaufen.

3. Die Treppen sollen ihrem Zwecke auch bei Brandausbruch dienen, sie müssen möglichst feuersicher sein.

Diese Bedingung ist umso wichtiger, als sich während des Brandes der Verkehr im Gebäude auf den Treppen zusammendrängt und weil die Treppenräume, wenn sie in Brand geraten, brennende Luftschächte bilden, die das Feuer in sämtliche Stockwerke tragen. Es ist aus diesem Grunde angezeigt, das Treppenhaus bis hinauf zum Dache vom übrigen Gebäude zu trennen.

4. Die Treppen sollen bei der Erfüllung vorstehender Bedingungen möglichst wenig die Nutzräume einschränken.

Diese Eigenschaften verlangt man bei den Gebäudetreppen, während bei Freitreppen in erster Linie verlangt werden muß, daß sie gut zugänglich, günstig angelegt sind und unter möglichst geringer Anstrengung begangen werden können. Das Letztere wird erreicht durch Einschalten der richtigen Zahl von Treppenabsätzen, ähnlich den Podesten bei Gebäudetreppen, durch Wahrung des freien Ausblicks von der Treppe und durch ein möglichst günstiges Steigungsverhältnis.

Das Steigungsverhältnis. Es ist notwendig, daß das Verhältnis vom Auftritt zur Stufenhöhe derart gewählt ist, daß das Begehen der Treppe möglichst bequem wird. Für Wohngebäude wählt man die Stufenhöhe von 15 bis 16,5 cm, für öffentliche Gebäude oder monumentale Treppenanlagen zwischen 13 bis 15 cm, für Treppen, mit welchen auf möglichst engem Raum eine große Steigung überwunden werden muß, zwischen 17 bis 19, im Maximum 20 cm. Bei dieser Stufenhöhe ist die Treppe sehr mühsam zu begehen.

Da die Länge des Schrittes von der Schritthöhe abhängig ist, kann die Trittbreite nicht willkürlich gewählt werden. Wenn h die Stufenhöhe und b die Stufenbreite bedeutet, so sind die nachfolgenden Steigungsverhältnisse günstig:

$$\frac{h}{b} = \frac{12}{36} \quad \frac{14}{33,5} \quad \frac{15}{32} \quad \frac{16}{30} \quad \frac{18}{28}.$$

In den folgenden Formeln kommt ein günstiges Steigungsverhältnis empirisch zum Ausdruck:

$$2h + b = 64$$

oder

$$\frac{4}{3}h + b = 52.$$

Bei Gebäuden mit mehreren Stockwerken kann dem Ermüden beim Begehen der Treppe durch eine veränderliche Stufenhöhe Rechnung getragen werden: Die Stufen der unteren Geschosse werden etwas höher gewählt als die der oberen, z. B.:

Erdgeschoß und Keller	$\frac{h}{b} = \frac{15}{32}$	$\frac{16}{31}$
bis zum I. Stockwerk	$\frac{h}{b} = \frac{15}{32}$	$\frac{16}{31}$
„ „ II. „	$\frac{h}{b} = \frac{14,5}{32}$	$\frac{15,5}{31}$
„ „ III. „	$\frac{h}{b} = \frac{14}{32}$	$\frac{15}{31}$ usw.

Aus dem Steigungsverhältnis und der Stockhöhe läßt es sich leicht feststellen, was für einen Raum ein Treppenarm im Grundriß beansprucht. Um aber die Raumverhältnisse für die ganze Treppenanlage zu erhalten, ist noch den Podesten Rechnung zu tragen.

Für Treppen mit Stufenhöhen von 15 bis 17 cm legt man alle 8 bis 14 Stufen, bei solchen mit Stufenhöhen von 13 bis 15 cm alle 16 bis 20 Stufen einen Podest an. Die richtige Zahl der Podeste erhöht sehr die Bequemlichkeit der Treppe.

Die Podeste haben fast ausnahmslos die Breite der Treppenarme, auf keinen Fall dürfen sie schmaler gehalten werden. Wo also Treppen im Grundriß einen rechten Winkel zueinander bilden, werden die Podeste quadratisch (Abb. 1 u. 2).

Es ist zweckmäßig, sie in den Ecken bei A auszurunden, damit das Geländer nicht gebrochen werden muß und die Hand demselben unvermerkt in der Richtung des nächsten Laufes folgen kann. — Die Podeste werden rechteckig und erhalten

eine Länge gleich der doppelten Treppenbreite, vermehrt um den Zwischenraum der Treppen, wenn die Treppenläufe parallel zueinander angelegt sind. In diesem Falle kann man den Podest um ein beliebiges breiter als die Treppe anlegen.

Für Zwischenpodeste eines geraden oder krummlinigen Treppenarmes bestimmt sich die Länge desselben durch die Bedingung, daß man 1 bis 2, höchstens 3 Schritte machen soll, ehe man den nächsten Arm erreicht. Demnach wird die Länge des Podestes richtig bemessen gleich 1 bis 3 Schrittlängen, vermehrt um eine Auftrittbreite. Nur auf diese Weise vermeidet man unbequemes Schrittwechseln beim Begehen der Treppe.

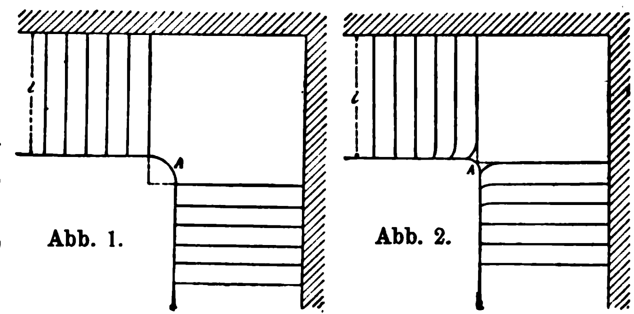


Abb. 1. Abb. 2.

Die gewundenen Treppen.

Eine gewundene Treppe entsteht, wenn die gewöhnlich geradlinig geneigte Treppenachse zur Schraubenlinie oder zu einer ihr verwandten Kurve wird, wenn also die Treppe ohne Einschaltung eines Podestes die Richtung ändert. Gewöhnlich ist die einmalige Richtungsänderung 90 oder 180°, beträgt sie mehr, so geht die gewundene Treppe in die eigentliche Wendeltreppe über. Die Stufen werden zu Kreissektoren, sind also an den Enden ungleich breit; man mißt deshalb ihre Breite in der Achse und macht die Stufenteilung in derselben konstant $= b$ (Abb. 3). Die Kanten der Auftrittebenen dürfen sich dabei im Grundriß nicht in einem Punkte S schneiden.

Dadurch würden die Stufen an der Peripherie unnütz breit, an der innern Wange hingegen so schmal, daß sie nicht benutzt, ja sogar beim Begehen gefährlich werden könnten. Man muß diesen Winkelstufen deshalb auf der inneren Seite eine größere Breite geben, die man nur erhält, wenn man die anschließenden Normalstufen auch zu Winkelstufen ausbildet. Der Übergang ist ein gesetzmäßiger, und hat man zu dessen Bestimmung verschiedene geometrische Konstruktionen. Das Ausgleichen der Normal- und Winkelstufen, auch Ausbalancieren der Treppe genannt, wird in Abb. 4 dargestellt.

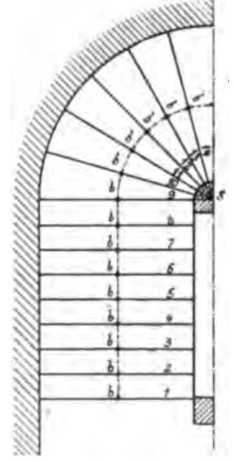
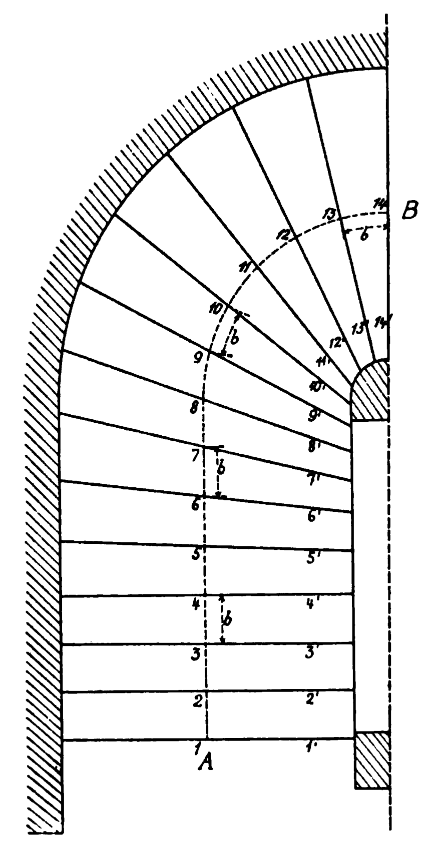


Abb. 3.

Die Normalstufen, die in Winkelstufen ausgebildet werden sollen, sind die Stufen 4 bis 8. Auf der Achse AB ist die Treppe in Stufen von der Breite b eingeteilt. Die Teilpunkte 4 bis 14 werden auf einer beliebigen Geraden $A_1 B_1$ aufgetragen. Dann zieht man beliebig $A_1 C_1$ gleich der inneren Wangenlinie 4′14′, verbindet B_1 mit C_1 und nimmt auf dieser Geraden ein Zentrum O_1 an, das man mit den Teilpunkten auf $A_1 B_1$ verbindet. Das entstehende Büschel aus O_1 teilt die Linie $A_1 C_1$ ein. Die einzelnen Teilstücke 4′ bis 14′ sind die Trittbreiten auf der inneren Wangenlinie. Diese Trittbreiten nehmen von A_1 nach C_1 ab und werden alle einander gleich, wenn O_1 über O_2 nach ∞ geht, und werden in der Breite immer mehr verschieden, wenn O_1 in der Richtung O_3 sich bewegt. O_3 wurde gefunden, indem man $A_1 D_1$ gleich $A_1 D_1'$ machte und die Gerade $D_1 D_1'$ zum Schnitt mit $B_1 C_1$ brachte. Weil also $A_1 D_1'$ gleich der Stufenbreite b ist, so ist es unzulässig, daß das

Zentrum O_1 über O_3 sich hinaus bewegt, da sonst die Stufe 4,5 breiter würde als eine Normalstufe. Man hat es also durch Verschieben des Zentrums O_1 von O_3 in der



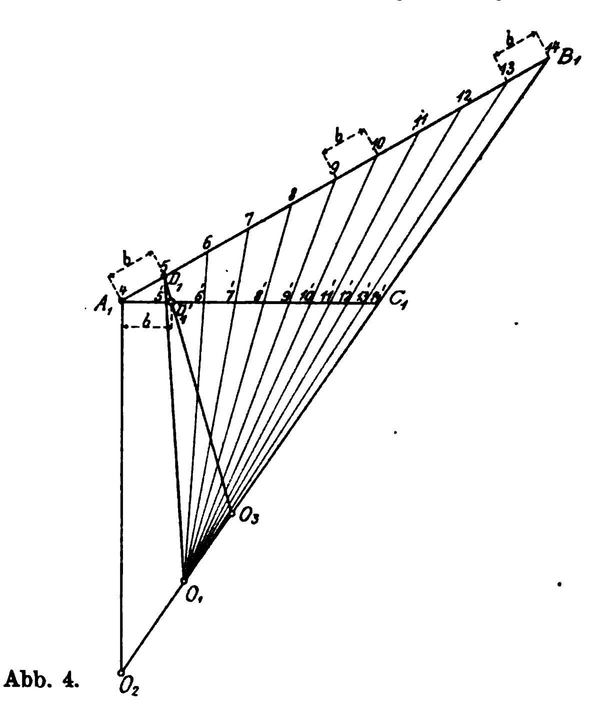


Abb. 4.

Richtung O_2 in der Hand, die Trittbreiten bei der inneren Wangenlinie beliebig zu ändern. Jedoch wird man das Zentrum O_1 nicht willkürlich annehmen, sondern für einen gleichmäßigen Übergang und für eine Mindestbreite von 15 cm für die Stufe an der inneren Wangenlinie sorgen.

Nebst dem angegebenen Weg führt der nachfolgende graphische in einfacher und übersichtlicher Weise zu einer raschen Einteilung der inneren Wangenlinie.

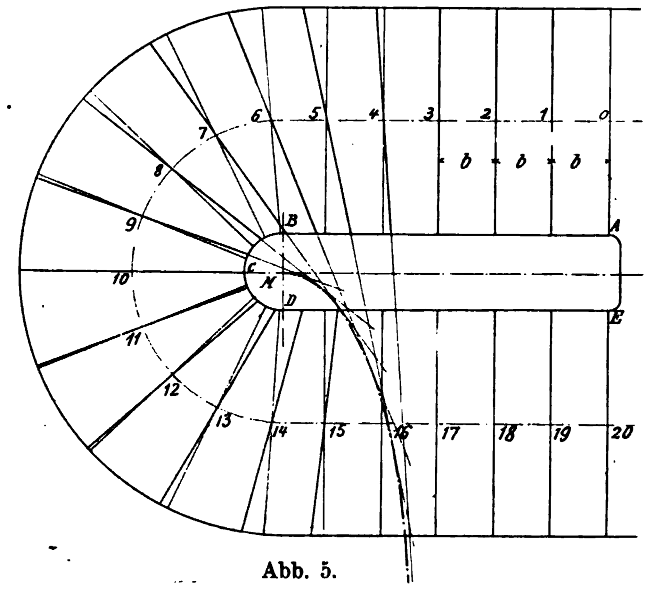


Abb. 5.

Man überträgt auf die Mittellinie der Treppe (Abb. 5) das Maß b, die Stufenbreite, und verbindet die Teilpunkte mit dem Krümmungsmittelpunkt M. Hierauf wird die Linie $ABCDE$ in die Vertikalebene abgewickelt; gleich dem Linienzug $AB'C'D'E'$ (Abb. 6). Diesem gebrochenen Linienzuge wird durch Einschalten von Kurven, Teile eines Kreises oder einer Ellipse ein stetigerer Verlauf gegeben. Zieht man von den Punkten 1 2 3 4 . . . bis 20 die den Tritthöhen entsprechenden

Horizontalen und von den Schnittpunkten 1′ 2′ 3′ . . . bis 20′ mit dem Kurvenzug $AB'C'D'E'$ Vertikalen, so schneiden letztere auf der Geraden AE die Stufenbreiten 0 1″, 1″ 2″, 2″ 3″ usw. der inneren Wangenlinie aus.

Diese Stufenbreiten trägt man in den Grundriß ein und verbindet sie mit den Punkten auf der Mittellinie. Auf diese Weise erhält man die ausbalancierte Treppe.

Verlängert man die Begrenzungslinien der einzelnen Stufen über die innere Wange hinaus (Abb. 5), so umhüllen diese Geraden als Tangente eine gewisse Kurve, die ebenfalls zur Konstruktion der ausbalancierten

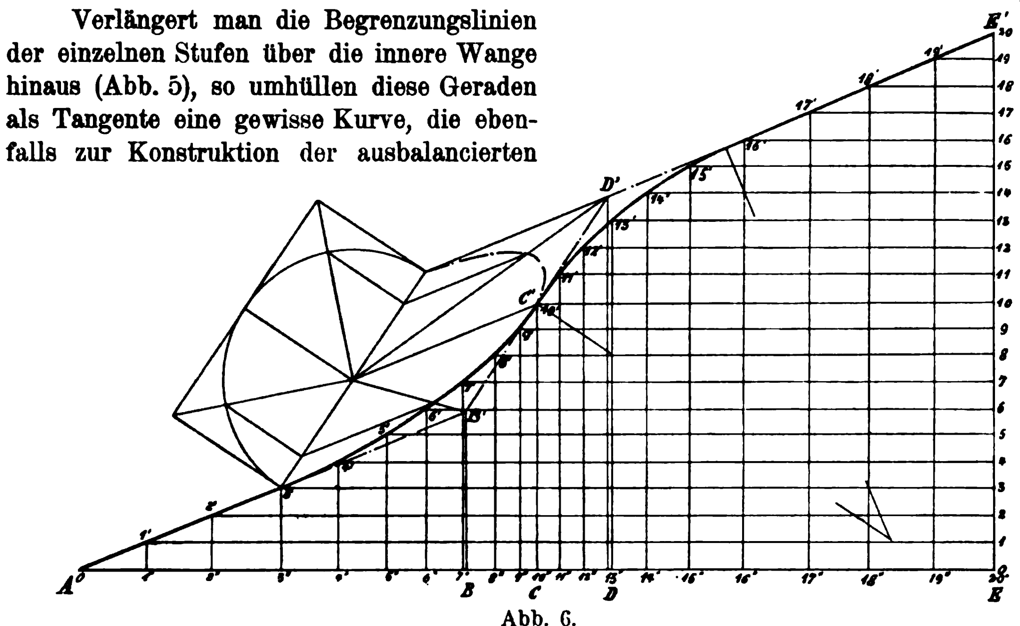


Abb. 6.

Treppen verwendet werden kann. — Diese Kurve mit Zissoidenverlauf wird folgendermaßen konstruiert:

Man bildet (Abb. 7) ein Koordinatenkreuz. Abszissenachse ist die Gerade g. Auf der positiven Ordinatenachse trägt man $\frac{s}{2} = MP$, auf der negativen $s = MN$ auf. s (Abb. 5) ist die Strecke von C der inneren Wange nach gemessen bis zum Punkte, wo das Ausgleichen beginnen soll. Um den Punkt P schlägt man einen beliebigen Kreis k. Dieser schneidet auf der Geraden g, die senkrecht zu PM in M errichtet war, einen Punkt Q heraus. Ein zweiter Kreis k_1 durch die Punkte Q und M mit dem Mittelpunkt Z auf g schneidet den Kreis k in einem zweiten Punkte R, einem Punkte der gewünschten Kurve c. — Ist die Kurve konstruiert, so zieht man von den Punkten 1 2 3 . . . der Treppenmittellinie die Tangenten an dieselbe und erhält so den Grundriß der ausgeglichenen Treppe.

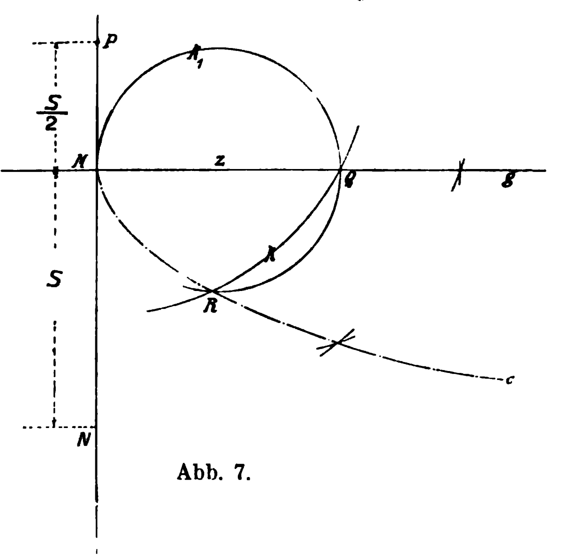


Abb. 7.

Die Treppenanlagen.

Die nachfolgenden Grundrisse sind so gezeichnet, daß die Treppe aus dem betreffenden Stockwerk in das nächsthöhere dargestellt ist. Die Anlagen variieren

sehr nach dem Zwecke, nach der Grundrißeinteilung des Gebäudes und nach dem Raume, der für die Treppenanlagen verwendet werden kann. Je nach ihrer Anordnung unterscheidet man gerade und gewundene, gerade gebrochene und aus geraden gewundenen Läufen kombinierte Treppen.

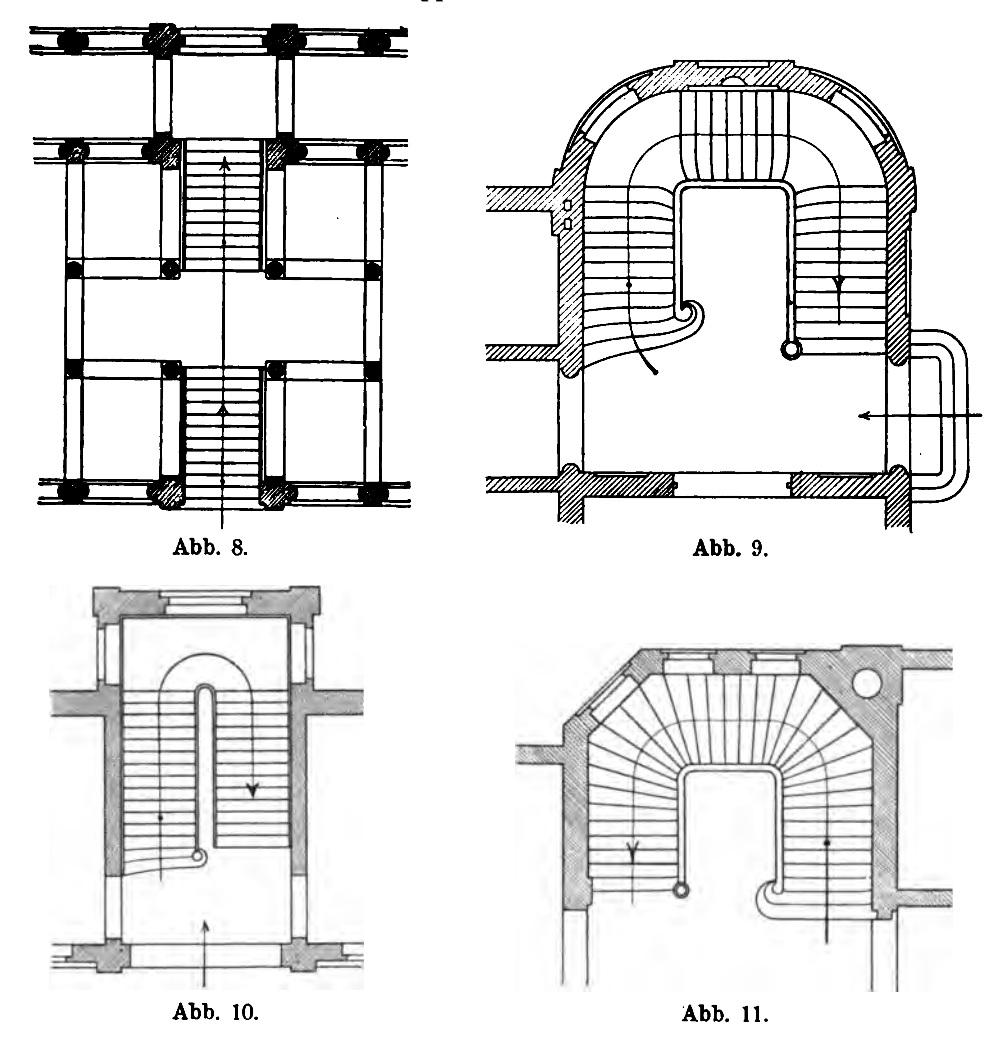


Abb. 8. Abb. 9.

Abb. 10. Abb. 11.

Abb. 8 stellt eine gerade gebrochene, Abb. 9 eine zweimal rechtwinklig gebrochene, Abb. 10 eine rechtwinklig umgebrochene Treppe dar. In Abb. 11 haben wir eine gewundene Treppe, die in Abb. 12 zur Wendeltreppe mit hohler Spindel und in Abb. 13 zur Wendeltreppe mit voller Spindel oder Turmtreppe ausgebildet ist. Aus diesen Elementen leiten sich zusammengesetzte Treppenanlagen (Abb. 14) ab.

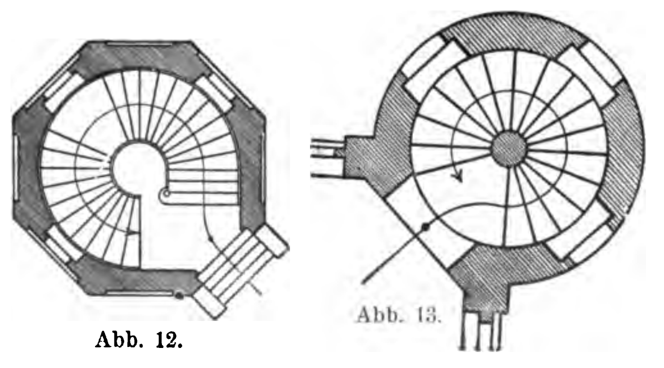
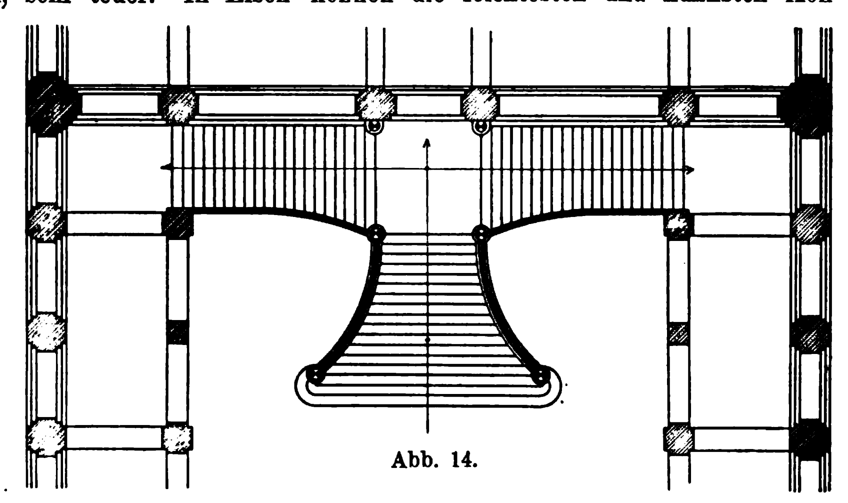


Abb. 12. Abb. 13.

Das Baumaterial.

Als Baumaterial verwendet man im Treppenbau Holz, Stein, Eisen und Eisenbeton. Das Holz ist geeignet für kleinere Anlagen und lassen sich in diesem Material sogar schwierigere Aufgaben verhältnismäßig leicht, einfach und gewöhnlich auch am billigsten lösen. In Stein lassen sich einfache Treppen gut anlegen, wo aber die Stufen und Treppenläufe größere Spannweiten haben, verlangt die Treppe in Stein mehr Raum, mehr Unterstützungen in Form von Zwischen- und Stützmauern oder Gewölben, und werden solche Treppen, die allerdings im allgemeinen den ersten Anspruch auf Schönheit erheben, sehr teuer. In Eisen können die leichtesten und kühnsten Konstruktionen ausgeführt werden. Holz und Eisen sind aber nicht feuersicher. Besonders das Letztere ist es lange nicht in dem Maße, wie man gemeinhin anzunehmen geneigt ist. Zahlreiche Brandfälle in Fabrikanlagen haben bewiesen, daß die eisernen Treppen rasch glühend werden, sich im glühenden Zustand außergewöhnlich leicht dehnen, durchbiegen und schon von dem Eigengewicht derart durchgebogen werden, daß sie ihrem Zwecke gewöhnlich schon beim Beginn des Brandes nicht mehr dienen können.[1])


Abb. 14.

Auch der Stein ist nur dann absolut feuersicher, wenn er aus einem Eruptivmaterial, Granit, Diorit, Basalt oder einem kristallinen Schiefer, Gneis, besteht. Sind die Stufen aus Sedimenten, vor allem aus Kalkstein, Marmor, so sind auch die Steintreppen nicht feuersicher. Kalksteintreppen besonders können der Erhitzung und der Abkühlung durch Wasser keinen Widerstand leisten.

Der Eisenbeton kann die für die Treppe so wichtige Bedingung der Feuersicherheit in hohem Grade erfüllen. Er tut dies besonders, wenn er aus einem Kiesmaterial hergestellt wird, das feuersicher ist und möglichst wenig Kalksteine enthält. Es bildet der Beton eine isolierende Schicht um das Eisen, bis die durch den Beton dringende Hitze dasselbe auf Glühhitze erwärmt hat.

Auch in bezug auf die Ausführung ergibt der Eisenbeton ein ausgezeichnetes Material. Leichte und elegante Treppenkonstruktionen, die in Stein nicht mehr herzustellen sind, weit auskragende, eingespannte Treppen, aufgehängte Treppen, Wendeltreppen usw. lassen sich in diesem schmiegsamen Material einfach und schön lösen. Dabei führen sie nicht zu einem komplizierten Steinschnitte, der den Ingenieur und den Unternehmer den gleichgroßen Zeitaufwand kostet. In dieser Hinsicht ist der Eisenbeton weitaus das geeignetste Baumaterial für Treppen und wird auch stets ein großes Anwendungsgebiet im Treppenbau behaupten.

[1]) Siehe auch Kapitel „Sicherheit gegen Feuer, Blitz und Rost".

II. Die Ausführung.

Treppenstufen.

Während die Ausführung verschiedener Treppentypen nachfolgend behandelt wird, sei hier über die Stufenformen noch folgendes erwähnt. Die einfachste Form zeigt Abb. 15. Die Treppenstufen bilden eine Platte. Die Stufen sind in dieser Form einer bedeutenden Abnutzung ausgesetzt, einer Abnutzung, die die Tragfähigkeit der einzelnen Stufen reduziert und es kaum mehr ermöglicht, in befriedigender Weise die Stufen auszubessern. Deshalb wird oft die Auftrittfläche durch eine 6 bis 10 cm starke Stein-

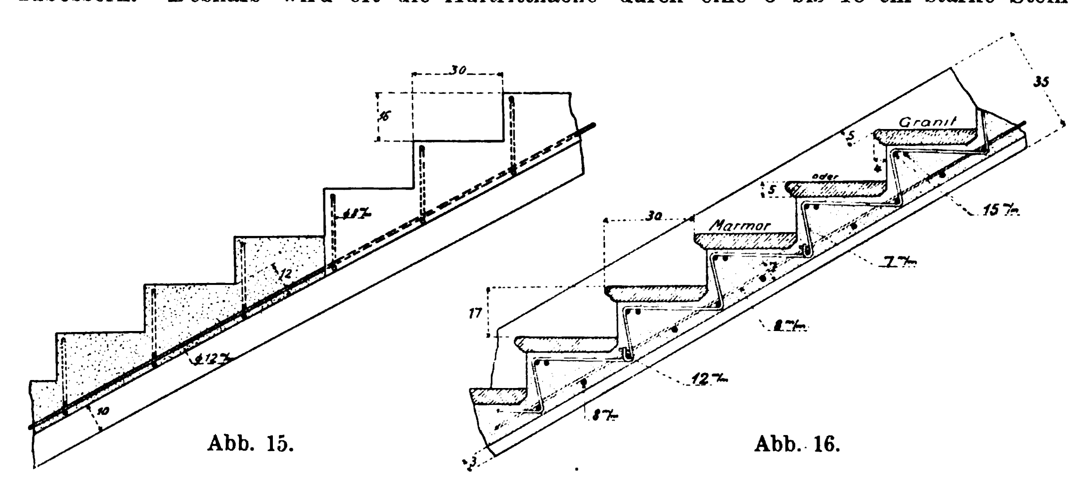


Abb. 15. Abb. 16.

platte in Granit oder Marmor geschützt. Am besten wählt man dazu einen grobkörnigen Stein, da man darauf viel sicherer auftritt. Die Steinplatte, der sich abnutzende Teil der Stufe, wird dadurch vom Reste, dem tragenden Teile, getrennt. Durch diese Trennung wird es leicht möglich, gegebenenfalls die abgenutzte Platte auszuwechseln. Das Eigengewicht der Treppe wird aber durch die Auftrittplatte in unlieb-

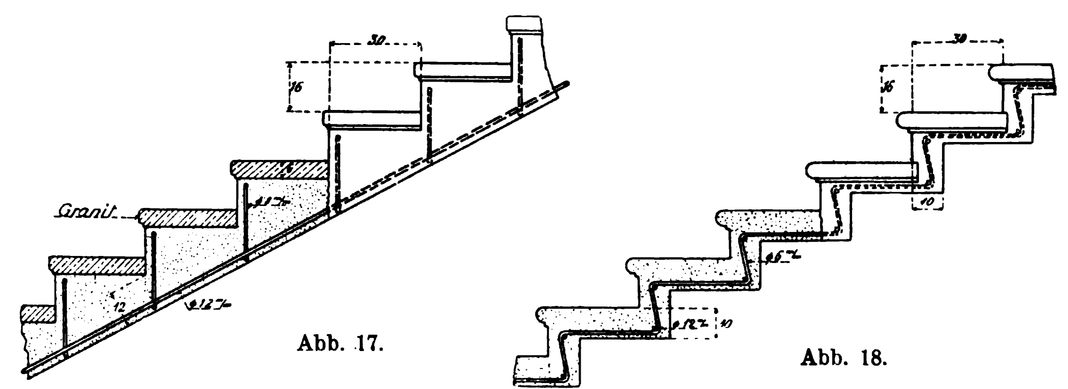


Abb. 17. Abb. 18.

samer Weise vergrößert, ohne daß auch zugleich die Tragfähigkeit der Treppe größer würde. Für letztere ist mit dem dünnsten Teil der Platte zu rechnen, in Abb. 16 mit 12 cm. Um die Treppe leichter zu machen, ohne die Tragfähigkeit zu reduzieren, gibt man den Platten die in Abb. 16 dargestellte Form. Oft läßt man sie auch über die tragenden Stufen vorstehen und verbreitert so die Auftrittfläche (Abb. 17).

Diese Verbreiterung, die auch in Beton ausgeführt werden kann (Abb. 18), bietet nur einen Vorteil beim Besteigen der Treppen, nicht aber beim Herabgehen. Die Treppe

wird dadurch schöner, es muß aber darauf geachtet werden, daß die Platte nicht zu schwach profiliert wird.

Die in Abb. 19 dargestellten Profilierungen zeigen zweckmäßige Abmessungen. Ein anderes Mittel, die Stufe vor Abnutzung zu bewahren und zugleich ein sicheres, geräuschloses Begehen der Treppe zu ermöglichen, ist das Einlegen einer Lage Linoleum oder eines ähnlichen Belages. Selbstverständlich erfüllen auch Teppiche den gleichen Zweck.

Die Treppe mit frei aufliegenden Stufen.

Die Treppenstufen sind an bestimmten Punkten untermauert. Die einzelnen Stufen bilden frei aufliegende oder kontinuierliche Balken; sie werden entsprechend berechnet und ausgeführt. Wo die positiven Momente (Balkenmitte) auftreten, legt man die Eiseneinlagen unten, wo die negativen Momente (Auflager) auftreten, oben hin. An Stellen des Überganges vom positiven zum negativen Moment müssen sich die Eiseneinlagen oben und unten vorfinden, um den veränderlichen Lastenstellungen zu genügen. Ferner sorgt man durch Einlegen von Bügeln, ohne sich dabei an ein bestimmtes System halten zu müssen, für genügende Verbindung vom Beton mit dem Eisen.

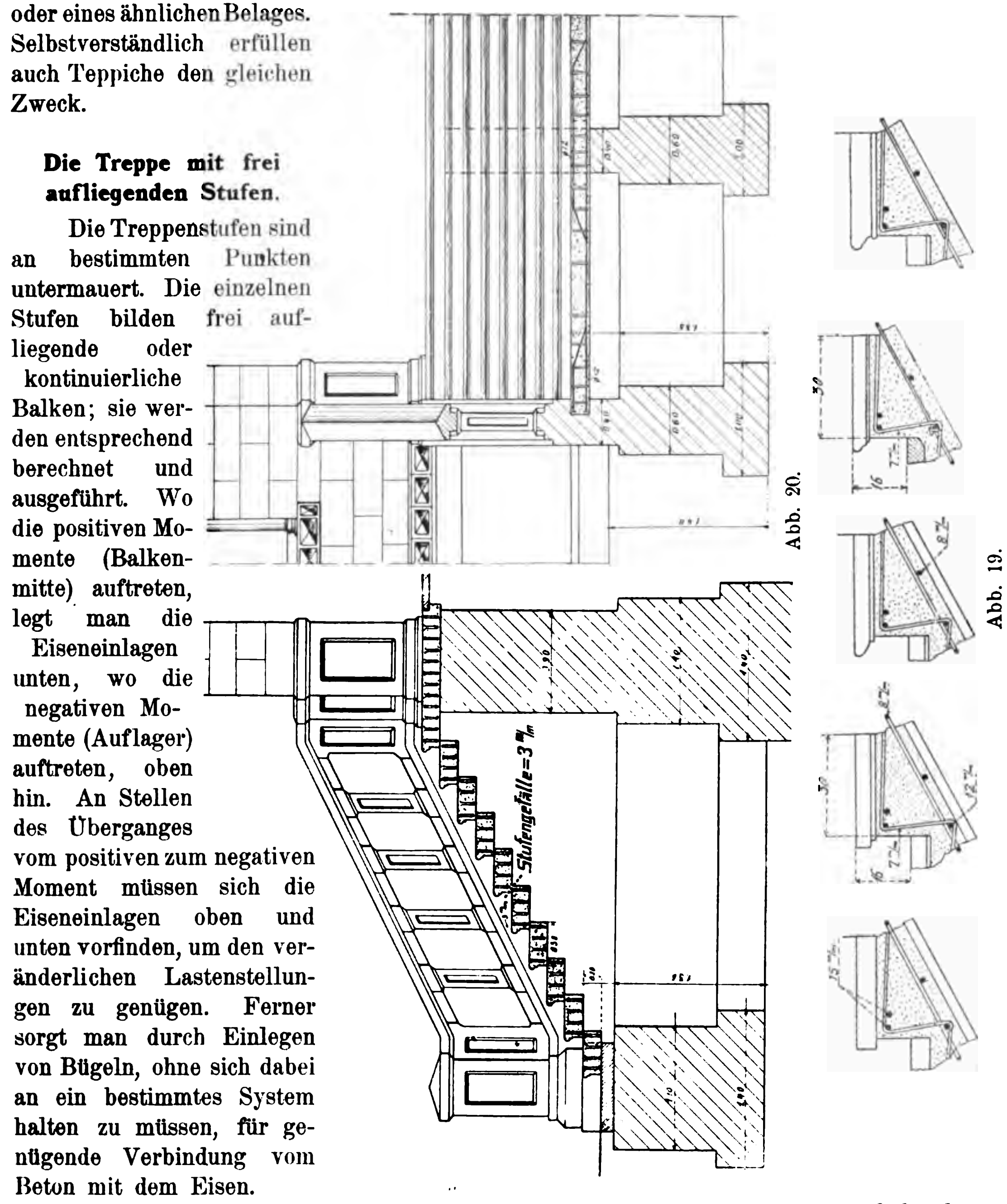


Abb. 20.

Abb. 19.

Wir finden die Treppen mit frei aufliegenden Stufen im Inneren des Gebäudes, aber besonders außerhalb als Freitreppen (Abb. 20).

Wir haben bei diesen Treppen vor allem darauf zu achten, daß die Fundation

der unterstützenden Mauern gut ausgeführt ist. Wenn sich dieselbe setzt, so löst sich die Treppe vom besser fundierten Gebäude leicht los, es bilden sich Risse, und die Treppenanlage ist der vorzeitigen Zerstörung ausgesetzt. Weil die Stufen der Freitreppen vor Niederschlägen nicht geschützt sind, ist der Auftrittebene derselben ein leichtes Gefälle von 3 mm für eine Stufe nach vorn zu geben, damit das Regenwasser leicht abrinnt.

Die freitragende Treppe.

Sie ist eine der beliebtesten Treppenformen. Die freitragenden Treppen haben sich vom 16. Jahrhundert, wo sie zum erstenmal auftreten, bis heute erhalten. Weil sie sehr wenig Raum in Anspruch nehmen, finden wir sie vor allem in Nutzbauten und Wohngebäuden. Sie sind nur auf einer Seite mauerwärts unterstützt (eingespannt), während sie sich auf der anderen Seite „freitragen". Auch hier ist jede Stufe als ein einzelner Balken aufzufassen, der in die anschließenden Balken verzahnt eingreift, und die so in ihrer Gesamtheit eine Treppe bilden (Abb. 21).

Abb. 21.

Die Achse der Treppe kann eine Gerade, eine Schraubenlinie oder eine aus beiden kombinierte Linie sein. Der Querschnitt der Stufen ist gewöhnlich nicht mehr der rechteckige. Wir machen ihn, um eine kontinuierlich verlaufende Unterfläche zu erhalten, allerdings auf Kosten der Tragfähigkeit, trapezförmig und sehen die nötige Verzahnung, 3 cm horizontal, 5 cm schief, für die jeweils obenliegende Stufe vor. Abb. 22 zeigt eine Gesamtansicht einer freitragenden Treppe. Die Einspannung, auf die alle Sorgfalt verwendet werden muß, wird am sichersten erreicht, wenn die Treppenstufen während des Aufbaues der Einfassungsmauern verlegt werden. Das freitragende Ende kann dann durch Stützen gut gehalten werden, derweil der eingespannte Stufenteil übermauert wird. Nur auf diese Weise ist man absolut sicher, daß jede einzelne Treppenstufe gut eingespannt bleibt. Oft werden aber für die freitragenden Treppen in den Mauern nur Schlitze ausgespart, in welche nachträglich die Treppenstufen versetzt werden. Das letztere erfordert große Vorsicht. Die Stufen müssen in diesem Falle in Zementmörtel eingegossen werden, wenn noch eine zuverlässige Einspannung erreicht werden soll.



Abb. 22.

Die Einspannungslänge hängt von der freitragenden Länge der Stufen ab. Für die normale freitragende Länge von 1,5 m wird die Stufe auf eine Tiefe von 25 cm, für eine größere Länge bis 2 m 30 cm, und für eine Stufenlänge von 1,30 m und darunter 20 cm eingespannt. Unter 20 cm Einspannung soll nicht gegangen werden. Stufen von 1,50 bis 2 m und gegebenenfalls darüber verlangen für normale Belastungsfälle eine Verstärkung der Stufen. Sie wird erreicht, indem man den Stufenquerschnitt gegen die Einspannstelle bedeutend stärker dimensioniert, die Stufe höher macht bezw. rechteckig ausbildet und die Eiseneinlagen vermehrt (siehe Berechnung der Treppen S. 235). Diese Verstärkung ist in Eisenbeton unvergleichlich einfacher zu erreichen als in Stein.

Transportable Einzelstufen.

Abb. 23 stellt eine Treppe dar, bei der die Wangen zu den Treppenträgern ausgebildet sind, in welche die Stufen eingesetzt werden. Die Wangen verlaufen geradlinig oder als gebrochene Linie, sogar krummlinig, spiralförmig, und gehen bald, wie die Abbildung zeigt, als äußere Wange der Treppe entlang oder stützen sich konsolartig gegen die Gebäudemauern. Sie sind bald als freiaufliegende, bald als eingespannte oder kontinuierliche Balken ausgeführt und weisen Aussparungen auf, die es ermöglichen, die Stufen zwischen die Wangen zu versetzen. In diesem Falle und bei den vorbesprochenen Treppentypen werden die einzelnen Stufen versetzt und bilden in ihrer Gesamtheit die Treppe. Wenn solche Stufen in erheblicher Zahl vorkommen, so liegt es nahe, dieselben, soweit möglich, alle nach der gleichen Schablone herzustellen. Man erspart sich dabei das Einschalungsholz, kann die Arbeit ohne größere Mühe sorgfältiger ausführen und kann solche Arbeiten zum voraus ausführen lassen, kann also die Arbeiter in Zeiten, in welchen sie sonst auf dem Baue nicht beschäftigt werden könnten, in der Werkstätte verwenden. Durch solche und ähnliche Arbeiten, wie Röhren-, transportable Balken-, Mastenfabrikation usw., wird man sich auch über den Winter oder zu Zeiten geringerer Bautätigkeit ein geschultes Arbeiterpersonal erhalten, das der Unternehmer



Abb. 23.



Abb. 24.



Abb. 25.

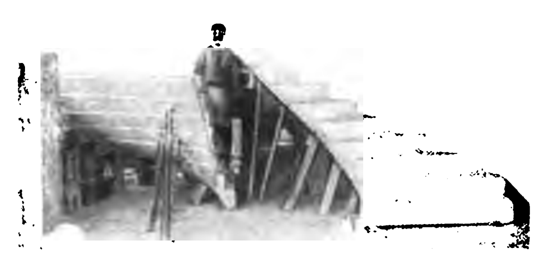


Abb. 26.

auf dem Bauplatz für seine übrigen Eisenbetonkonstruktionen nach Gebrauch wieder zur Verfügung hat, was für ihn von größter Wichtigkeit ist.

Die Nachteile der transportablen Stufen sind die Notwendigkeit einer symmetrischen Armierung (einer Armierung, die es erlaubt, die Stufe in jeder Lage zu transportieren) und die Transportkosten; die letzteren sind verhältnismäßig hoch und beschränken die Anwendung auf einen bestimmten Umkreis des Erstellungsortes.



Abb. 27.

In Abb. 24 haben wir einen eisernen verstellbaren Rahmen, Deutsches Reichspatent, „Ulmia“, in den die Papierschablone der Stufe S eingelegt und wonach der Rahmen gestellt wird. Abb. 25 stellt die ausbetonierte Stufe dar. Der Rahmen ist sowohl in der Höhe, als in der Länge und Breite verstellbar. Die Stufen können durch Einlegen eines Profilstabes P (Abb. 24) beliebig profiliert werden. Um die der Abnutzung ausgesetzte Auftrittfläche und das Profil in möglichst dichtem, widerstandsfähigem Material zu erhalten, soll der äußere Feinbeton ziemlich naß eingebracht und gut gestampft werden, der noch folgende Beton wird erdfeucht eingestampft. Der Rahmen kann, ohne daß die Stufe gedreht werden muß, also ohne daß irgendwelche Erschütterung entsteht, gelöst und sofort

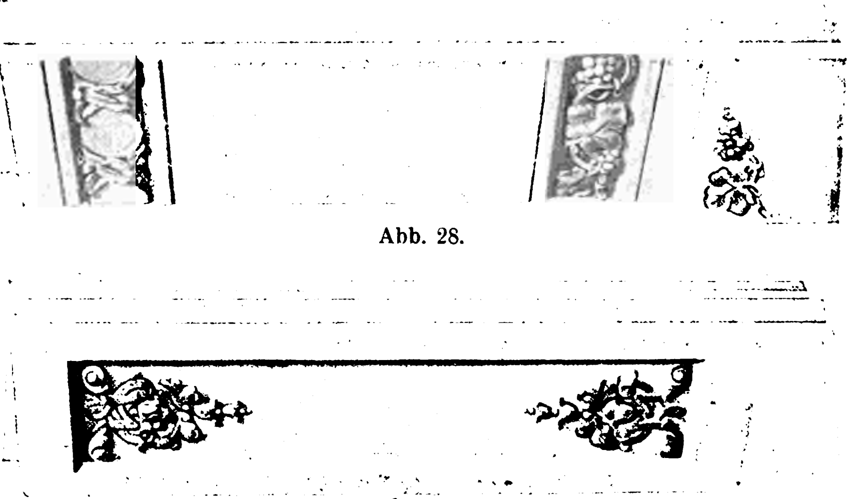


Abb. 28.

Abb. 29.

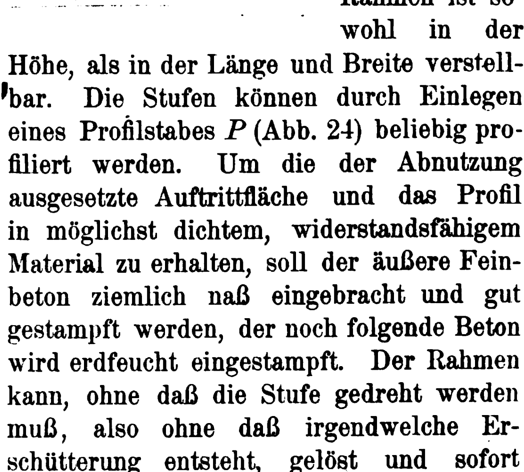




Abb. 30.

wieder verwendet werden. Hat die Stufe abgebunden und ist genügend erhärtet (nach 10 bis 14 Tagen), wird sie von der Unterlage gelöst, geputzt und geschliffen oder poliert und kann dann versetzt werden (Abb. 26).

Es läßt sich bei dieser Herstellungsweise leicht eine Mosaikeinlage in allen Farben und Bildkombinationen machen; auch Granitimitationen usw. lassen sich leicht herstellen. Dabei ist das Verputzen, das Schleifen und Polieren der Stufen von größter Bedeutung. Von dieser Nacharbeit und sauberen Ausarbeitung der Kunstbetonstufen hängt zu einem großen Teil ihre Konkurrenzfähigkeit ab.

Daß die Technik in der Ausarbeitung von Kunststeinstufen schon große Erfolge zu erzielen wußte, beweisen die Abb. 27, 28 u. 29, die die reichlich verzierte Unteransicht von freitragenden Treppenstufen wiedergeben. Abb. 30 stellt ein Treppengeländer mit Fries in Kunststein dar.

Die Treppen, die durch armierte Gewölbe oder Platten gestützt werden.

Sie bilden die älteste Treppenform in Eisenbeton. Ein sehr flaches Gewölbe, vielleicht ein Moniergewölbe mit einem Pfeilverhältnis 1 : 10 bis 1 : 20, oder eine armierte Platte bildet den eigentlichen Träger der Treppe (Abb. 31). Die Stufen werden darauf versetzt, sind also auf der ganzen Länge unterstützt, müssen nicht tragen, und sind nur insofern mit Eisen zu armieren, als es der Transport der Stufen oder die Volumenunbeständigkeit des Betons verlangt, um Risse zu vermeiden, wenn die Stufen lang oder eine größere Zahl zusammenhängend ausgeführt werden.

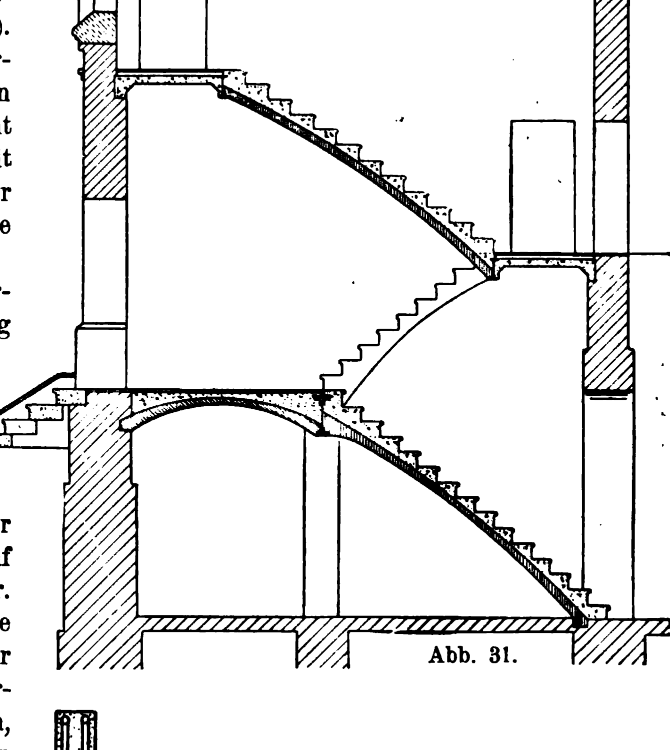


Abb. 31.

Die Gewölbe oder Platten stützen sich gegen die armierten Unterzüge oder gegen I-Balken und finden auf deren Flanschen das Auflager. Das Gewölbe erhält eine Stärke von 6 bis 12 cm; je nach der Spannweite und dem Pfeilverhältnis wird im Scheitel unten, in den Kämpfern unten und oben armiert. Die Platten werden, wenn die Größe der Spannweite es verlangt, durch seitliche Balken verstärkt. Diese Verstärkungen sind Unterzüge und liegen dann unter der Platte, oder sie werden zu den Wangen ausgebildet und liegen über der Platte, oder sie liegen zum Teil unter, zum Teil über der Platte, aber in allen Fällen bilden, wie Abb. 32 zeigt, die Platte und ihre Verstärkung einen einzigen Eisenbetonkörper.

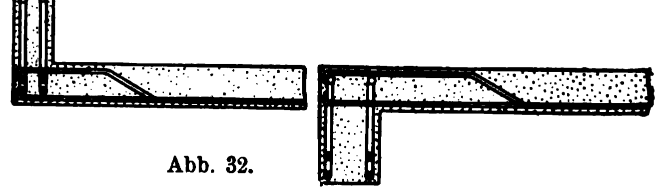


Abb. 32.

In der Ausführung dieser Treppen ist man an keine Richtung gebunden. Wir können sie gerade, gewunden, spiralförmig ausführen, wir brauchen nur der Platte die entsprechende Form zu geben. Die Abb. 33, die eine Wendeltreppe mit zwei Läufen mit Podest und wieder zwei Seitenläufen darstellt, spricht deutlich, was man sich in dieser Hinsicht erlauben kann.



Abb 33.

Die Treppen, bei denen die tragenden Platten und Stufen aus einem Körper hergestellt sind.

Diese Treppen haben sich aus den letztbeschriebenen entwickelt. Bei größeren Spannweiten muß die Platte ziemlich stark dimensioniert sein. Dabei gehen immer 4 bis 5 cm an der Stelle, wo die Stufen übereinander greifen, verloren, die man sehr gut in die tragende Platte einbeziehen kann, wenn man Stufe und Platte aus einem Körper herstellt.

Diese Ausführung, die sich als sehr vorteilhaft erweist, führt zu zwei ausgesprochenen Armierungen, zu einer Armierung der Platte oder ihrer Verstärkung, der Treppenwange, und zu einer Armierung der Stufe. Die erstere verläuft in der Richtung der Treppe, die letztere quer dazu, und ist ausgeführt wie die Armierung eines einseitig oder beidseitig eingespannten Balkens, je nach der Ausführung der Treppe.

Abb. 34 bringt eine solche Treppe für eine Nutzlast von 450 kg/m² zur Darstellung. Eine zweimal rechtwinklig gebrochene Treppe führt von einem Stockwerk ins andere. Die einzelnen geraden Treppenläufe stützen sich gegen quadratische Eckpodeste. Treppenläufe und Podeste sind in die Umfassungsmauern eingespannt und am freitragenden Ende durch eine kräftig ausgebildete Treppenwange, die ihrerseits wieder auf einen stark dimensionierten Unterzug abstützt, verstärkt. Die Wange ist in der Podestecke ab- und ausgebogen, was zu einer Ausbalancierung der drei an den Podest anschließenden Stufen führt. Der Grundriß zeigt des ferneren noch den Verlauf der Armierungen in der Wange, im Treppenlauf und in den Podesten. In den letzteren sind in der Richtung der Diagonale, Schnitt JK, starke Armierungen eingelegt, um die Belastung der Podeste in der Richtung dieser Armierungen auf die Umfassungsmauern zu übertragen und so die freitragende Podestlänge auf die Hälfte zu reduzieren. Der Querschnitt zeigt die Anschlüsse der Treppenläufe an Decken, Unterzügen und Podesten.

Die symmetrische, mit zahlreichen Bügeln verstärkte Armierung der Wangen und die Armierung der Stufen. Die Stufen sind mit 5 cm starken, profilierten Marmorplatten vor Abnutzung geschützt. Diese Marmorauftritte sind in den Ecken bei L abgeschrägt, um eine Schwächung der Treppenplatte zu verhüten. — Eine ähnliche Ausführung zeigen

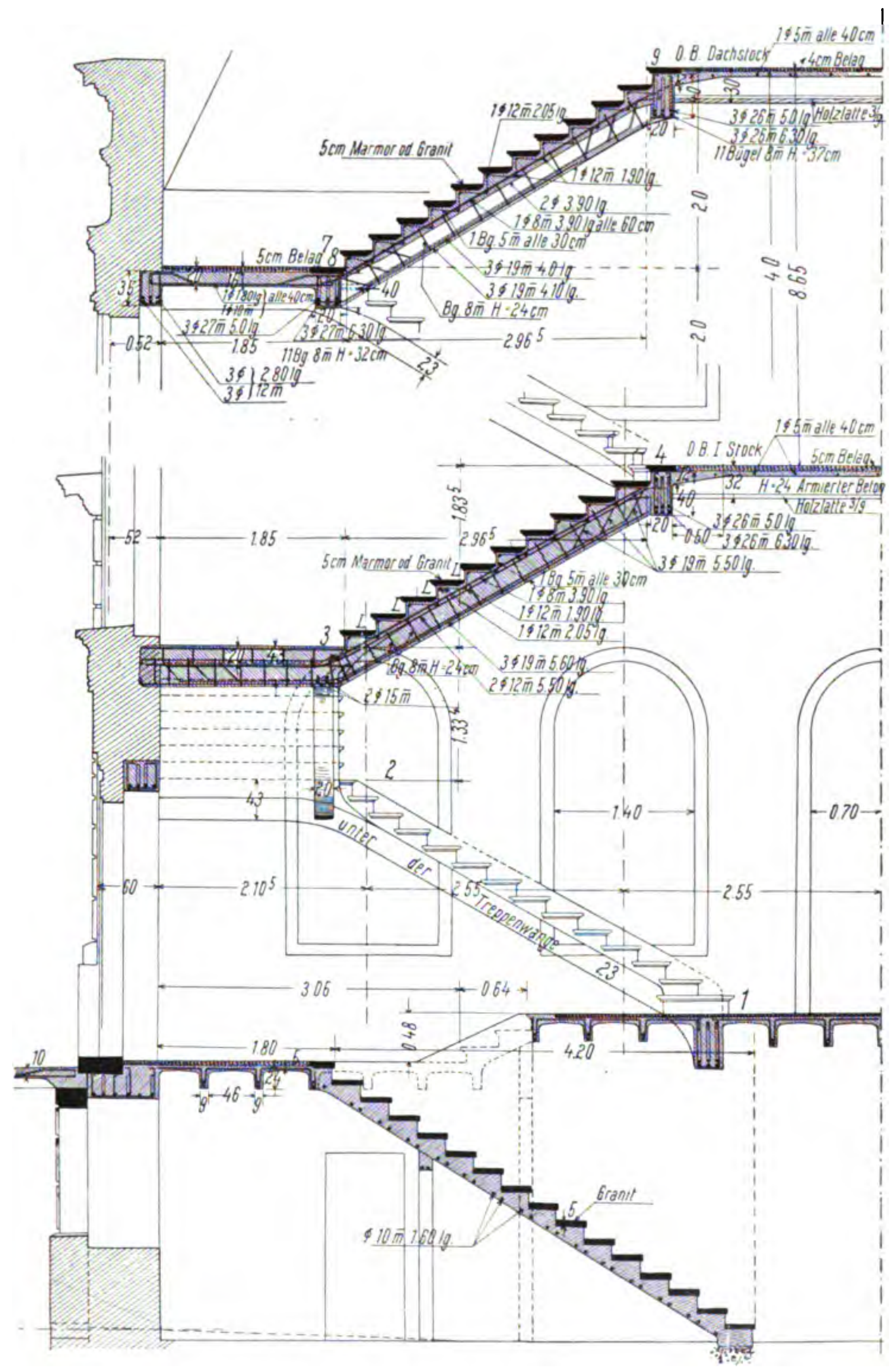


Abb. 34. Treppe für 450 kg m² Nutzlast. Aufriß.

Abb. 35, 36 u. 37, alles Wohnhaustreppen, welche eine billige Treppenausführung darstellen, die in beschränkten Raumverhältnissen zweckmäßig sind.

Abb. 35 u. 36 sind wiederum Anordnungen mit eingespannten Zwischenpodesten, die bei einer Nutzlast von 350 kg/m² bis zu einer Treppenbreite von 1,50 m ohne

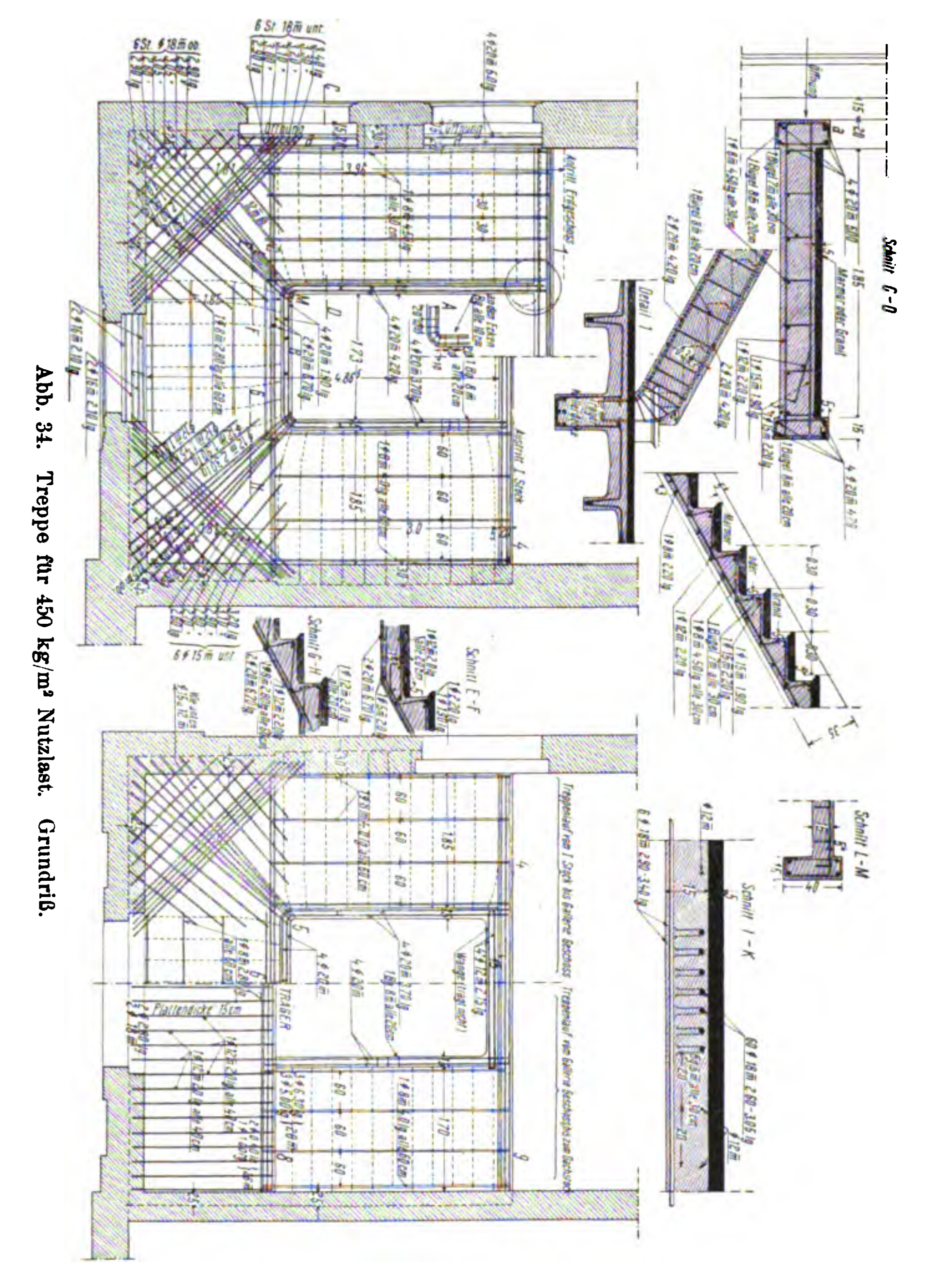


Abb. 34. Treppe für 450 kg/m² Nutzlast. Grundriß.

Bedenken ausgeführt werden können. Bei größeren Belastungen oder breiteren Treppen ist es geboten, die Podeste durch Unterzüge oder Säulen zu unterstützen (Abb. 38).

Wo der Raum eine Unterstützung nach unten oder seitlich nicht gestattet, können Podeste ausnahmsweise auch nach oben an Balken oder ans Dachgebälk aufgehängt

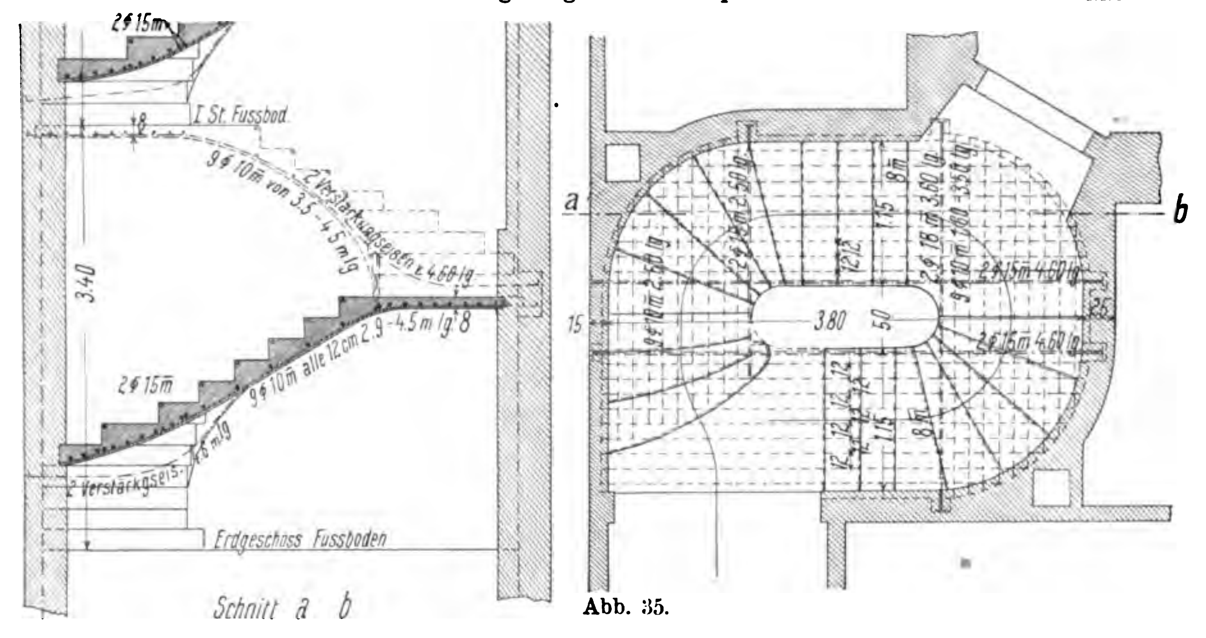


Abb. 35.



Abb. 36.

werden (Abb. 39). Die hierverwendete Hängesäule trägt den Unterzug, an welchen die Treppe sich anlehnt und der zugleich den Podest trägt.

Abb. 40 u. 41 zeigen Treppen dieser Ausführungsweise im Rohbau.

In Abb. 42 u. 43 sind Treppen dargestellt, bei denen die „Koenenschen Voutenplatten" Anwendung fanden. Die Koenensche Voutenplatte[1]) ist eine auf den Flanschen eines I aufruhende Betonplatte, die derart geformt und armiert wird, daß sie in ihrer Mitte und in den Auflagern annähernd gleich beansprucht wird. Statisch wird eine Koenendecke als ein gleichmäßig be-

[1]) Siehe auch Kapitel „Zwischendecken" (S. 86).





Abb. 37.

lasteter, in den Auflagern voll, ständig eingespannter Balken aufgefaßt. In vielen Fällen mag die auf dieser Auffassung beruhende Ausführung der Decke genügen, wo sie aber in größerer Zahl, vielleicht aneinandergereiht (was häufig der Fall ist) vorkommen, tut man gut, den veränderlichen Belastungen Rechnung zu tragen und sie als kon-

Hängesäule
Schnitt c-d
Schnitt a-b
Podest
Schnitte-f der Hängesäule
Hängesäule

Abb. 39.

tinuierliche Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment zu berechnen. Die einfache übersichtliche Ausführungsweise hat diesem System eine große Verbreitung geschaffen.



Abb. 38.

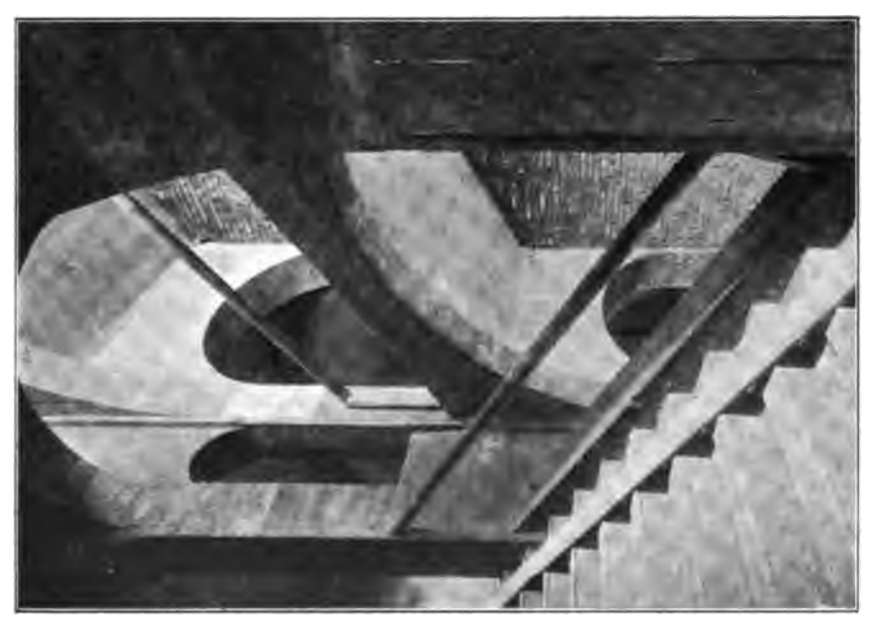


Abb. 40.

In Abb. 42 sind die Stufen mit schiefen Setzebenen ausgeführt. Man erhält dadurch ohne die geringsten Mehrkosten eine größere Auftrittebene. Schöner sind jedoch die in Abb. 43 dargestellten Lösungen mit den verschiedenen Verkleidungen der



Abb. 41.

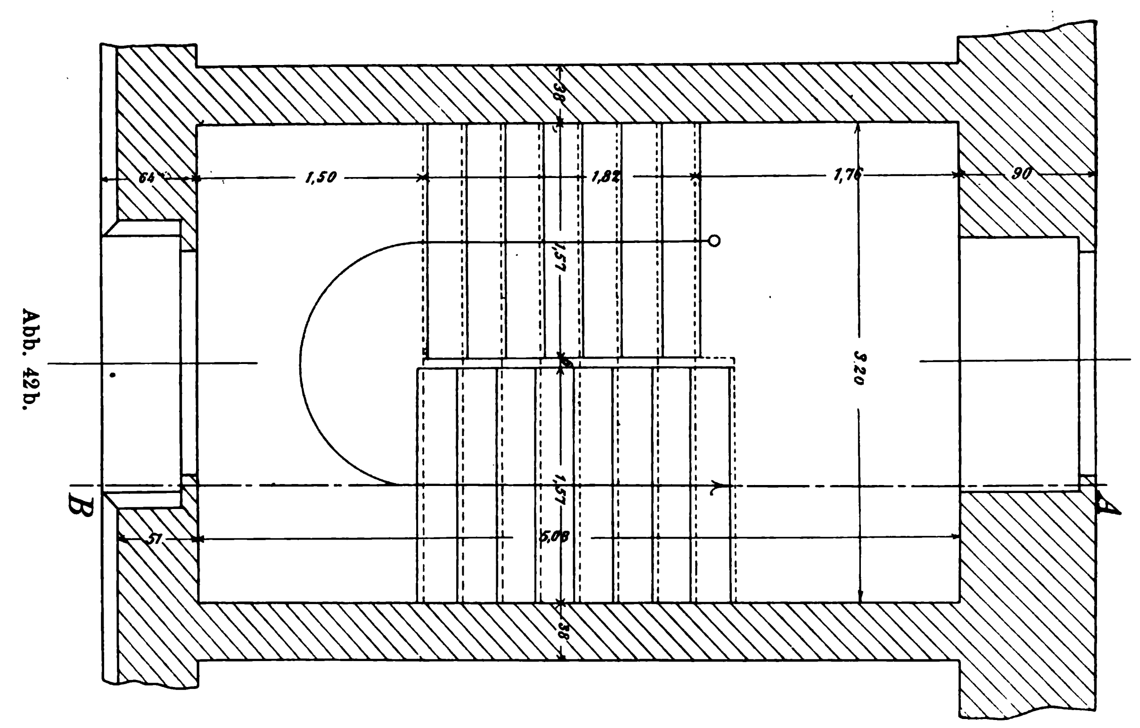
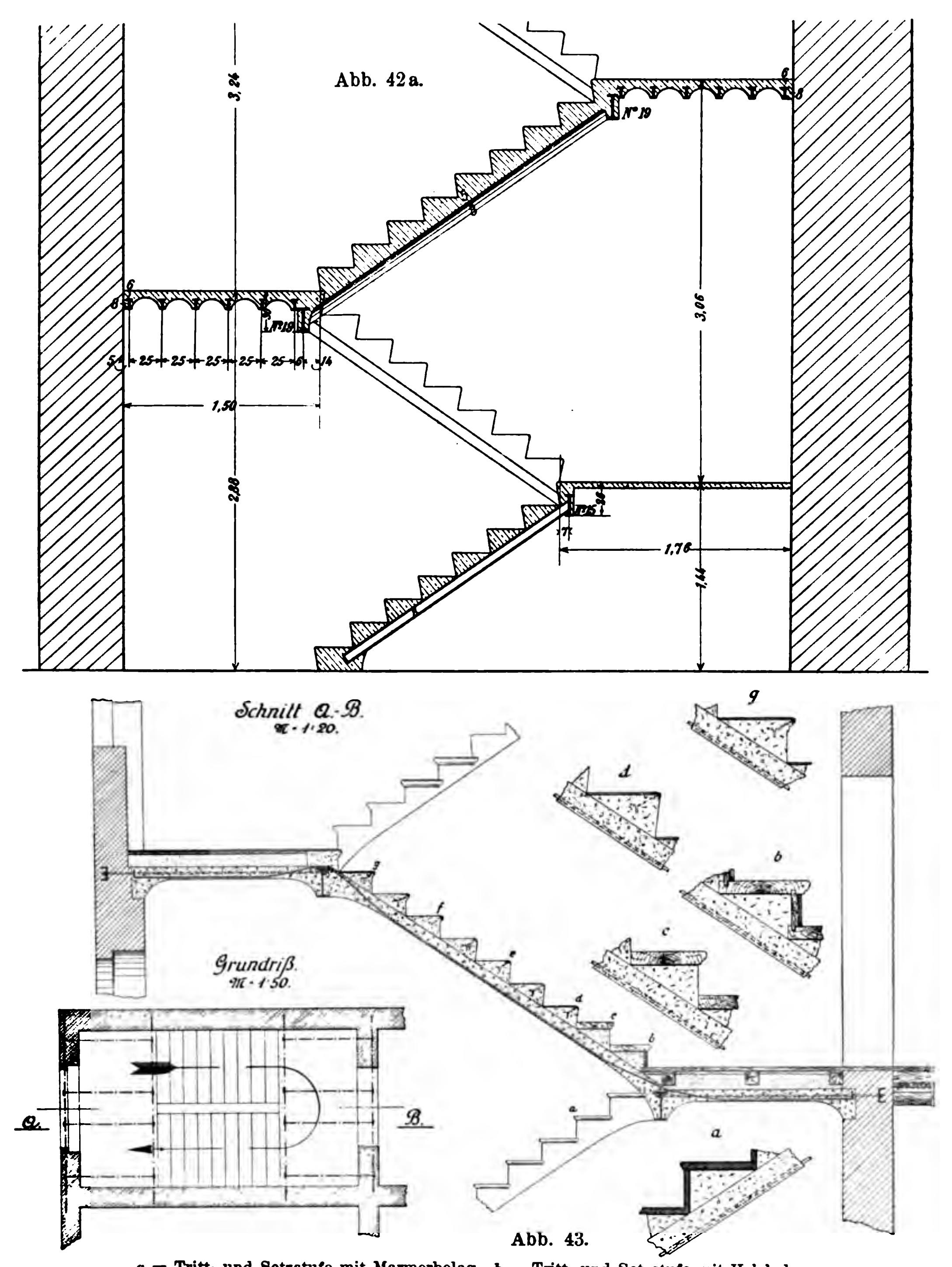


Abb. 42b.

Stufen, wobei bei *d*, *e* u. *f* gezeigt ist, wie die Auftrittkante durch einen gerippten Messing- oder Kehleisenstab vor Abnutzung geschützt werden kann.

Siehe auch das Kapitel „Bauten für besondere Zwecke“, IV. Band, 2. Teil, das weitere interessante Bauausführungen von Eisenbetontreppen enthält.



a = Tritt- und Setzstufe mit Marmorbelag. *b* = Tritt- und Setzstufe mit Holzbelag.
c = Trittstufe mit Holzbelag, Setzstufe geputzt. *d* = Trittstufe mit Linoleumbelag, Setzstufe geputzt, Kantensicherung.
e = Trittstufe Zementestrich, sonst wie *d*. *f* = Trittstufe Zementestrich, Profil mit Kantensicherung, Setzstufe geputzt.
g = Trittstufe mit Linoleum, sonst wie *f*.

Die Turmtreppen.

Es sind gewöhnlich Wendeltreppen mit voller Spindel. Sie zeigen insofern von allen bisher genannten Treppen Abweichungen, als die einzelnen Stufen im Grundrisse Kreissektoren bilden. Wenn die Turmtreppe ausgebildet ist wie in Abb. 44, so fehlt die Setzebene ganz. Die Stufe wird zur einfachen Platte, die in eine Nut des Turmes etwa 5 cm tief eingelassen und mit Zementmörtel vergossen wird. Die Stufe selbst bildet, indem sie bei der Turmachse zu einem vertikalen Zylinder von Stufenhöhe ausgebildet wird, einen Teil der Spindel.

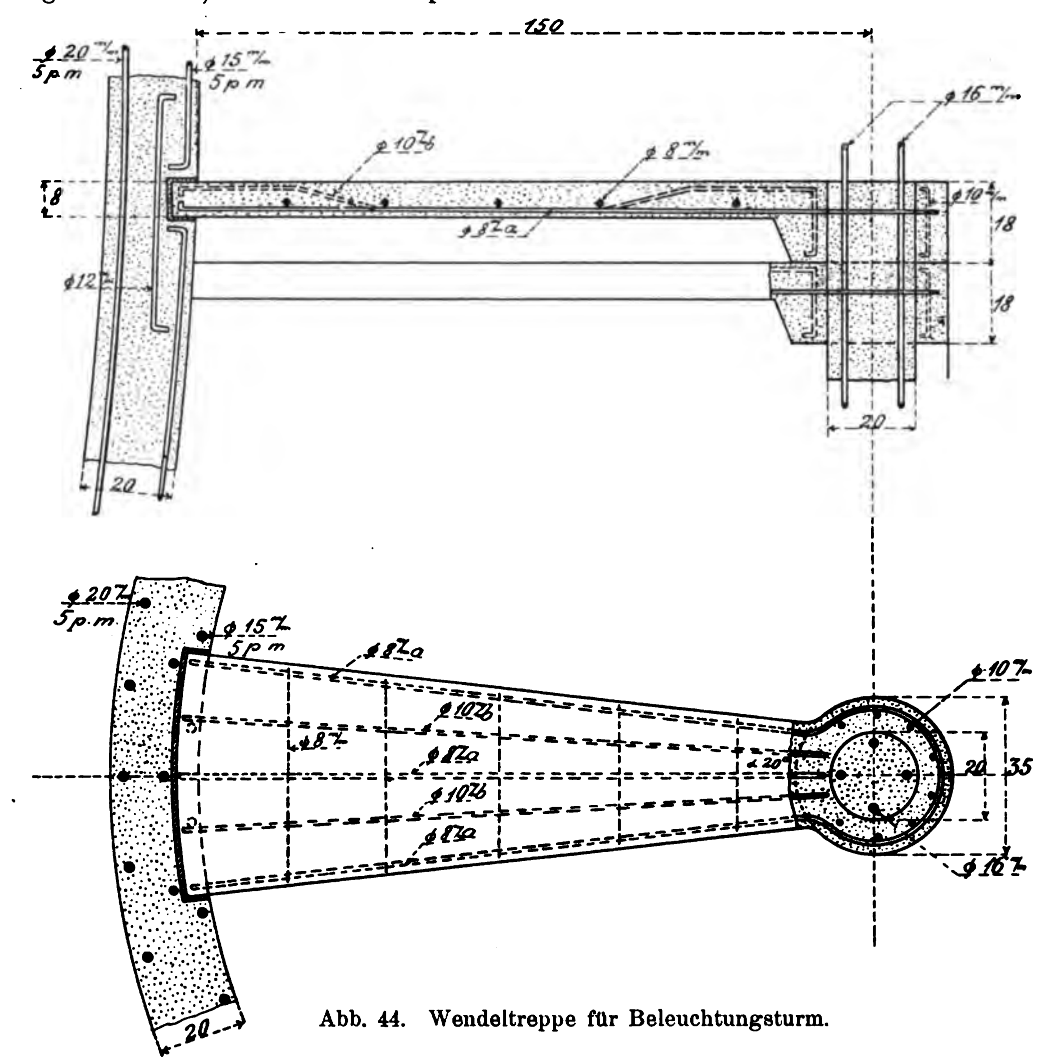


Abb. 44. Wendeltreppe für Beleuchtungsturm.

Die Festigkeit der Spindel hängt in diesem Falle vom guten Ausgießen der Fugen ab, und ist diese Ausführung nur so lange zulässig, als die Spindel keine Knick- oder Biegungsspannungen aufzunehmen hat. Im letzteren Falle ist, wie Abb. 44 zeigt, der Zylinder hohl, als starker armierter Ring von Stufenhöhe auszubilden. Wenn zuerst 8 bis 10 Stufen in die Turmwandung versetzt werden, so entsteht eine Röhrenspindel, deren Hohlräume mit Eiseneinlagen armiert und mit Beton ausgestampft werden können, auf welche Weise die Spindel zu einer widerstandsfähigen Säule wird. Das Versetzen wird immer mit Schwierigkeiten verbunden sein, doch lassen sich dieselben

verkleinern, wenn die Zahl der in die Turmwandung auf einmal versetzten Stufen nicht zu groß und die Eiseneinlagen in der Spindel kurz gehalten und oft gestoßen werden.

Die Abb. 45 zeigt einen Rundsichtturm mit zwei kombinierten Wendeltreppen. Zum Unterschied von der eben besprochenen Turmtreppe bilden hier Spindel und Treppe einen Körper. Die Spindel ist besonders kräftig gehalten. Sie ist der Träger der Treppe und arbeitet auf Druck und auf Biegung (von Windbeanspruchung und exzentrischer Lage der Belastung herrührend). Die Setzebene ist zu einer die Stufe tragenden Konsole ausgebildet, die auf die Spindel absetzt. Die doppelte Wendeltreppe führt zu einer ringförmigen Plattform, hat aber den Vorteil, daß das Besteigen des Turmes und der Abstieg auf getrennten Treppen erfolgen kann.



Abb. 45.

III. Die Berechnung.

Die Berechnung irgend einer Eisenbetonkonstruktion ist erst dann bestimmt, wenn man nebst der sogenannten Berechnungsmethode auch die als zulässig angenommenen Spannungen von Beton und Eisen kennt. Die eigentliche Rechnung besteht darin, daß man die Treppen je nach ihrer Konstruktion in Platten und Stufen gliedert und die Stufen je nach ihrer Ausführung als eingespannte oder aufliegende Balken berechnet.

Windschiefe und schraubenförmige Platten werden mit möglichster Annäherung in zwei oder mehrere Ebenen zerlegt, die dann als solche berechnet werden müssen. Bei der Teilung dieser windschiefen und Schraubenflächen sind eventuelle Stützpunkte maßgebend. Man sucht die Platten so zu zergliedern, daß jeweils zwischen zwei Stützpunkten ein zu berechnender Plattenteil liegt. Wenn die Eiseneinlage dann der rechnerischen Voraussetzung entsprechend gemacht wird, so wird auch die Spannungsverteilung in der Platte im großen ganzen den Eiseneinlagen folgen.

Am unübersichtlichsten bleibt die Berechnung der freitragenden Treppe. Jede Stufe ist in der Mauer eingespannt und ruht überdies noch auf der nächst unten liegenden Stufe auf, so daß es unmöglich ist, die Lage der Auflagerreaktion zu bestimmen. Wo aber die Auflagerungsverhältnisse unübersichtliche sind, kann auch die Rechnung nur mit Annäherung ausgeführt werden, man ist auf Versuche angewiesen. Solche Versuche wurden in ausgiebiger Weise von einem Ausschusse des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, dem sogenannten Stiegenausschuß, ausgeführt und in der Zeitschrift des Vereins veröffentlicht (Jahrgang 1898, Nr. 31, 32, 33).

Der Ausschuß stellte über die Beanspruchung und Formänderung freitragender Treppen folgendes fest:

Die freitragenden Stufen haben im allgemeinen bei irgend einer Belastung eine Biegungsbeanspruchung in vertikaler und horizontaler Richtung, wie auch eine Torsionsbeanspruchung zu erleiden.

Sind mehrere aufeinanderfolgende Stufen belastet, so ist die lotrechte Biegungsbeanspruchung der obersten Stufe der Gesamtbelastung proportional; die Senkungen der unterhalb liegenden freien Stufenenden liegen dabei nahezu in einer Geraden.

Wird nur eine Stufe belastet, so verdrehen sich die anschließenden Stufen gegen die belastete. Der Verdrehungswinkel einer Stufe ist ihrem Abstande von der belasteten Stufe proportional.

Die wagerechten Verbiegungen der Stufen erfolgen in allen Belastungsfällen in der Richtung der Treppensteigung.

Die ungünstigste Belastung der Stufen erfolgt, wenn der ganze Treppenlauf belastet ist. Dann erhalten die obersten Stufen die Maximalbeanspruchung durch lotrechte Biegung, die untersten die maximale Torsionsbeanspruchung. Da aber die lot-

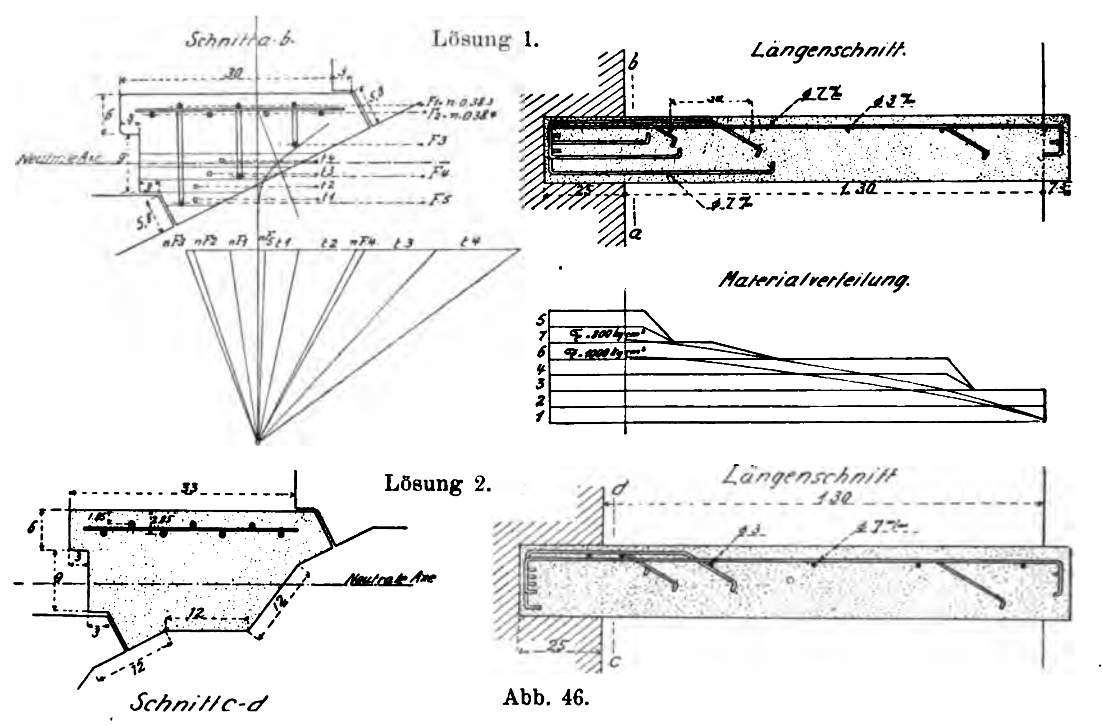


Abb. 46.

rechte Biegungsbeanspruchung der obersten Stufe der Gesamtbelastung proportional ist, so folgt, daß die Zahl der Stufen auf die Beanspruchung der obersten Stufe einen Einfluß ausübt.

Der Stiegenausschuß hat seine Versuche an normalen, freitragenden Steintreppen ausgeführt und beobachtete statt des erwarteten Sicherheitsgrades von 10 nur einen solchen von 5.

Aus obigen Resultaten können wir aber, wenn sie uns auch ein Bild über die Beanspruchung der Treppe geben, doch keine Berechnung ableiten, die die gegenseitige Auflagerung der Stufen berücksichtigt. Es bleibt uns nichts anderes übrig, als die Stufe als eingespannten Balken zu rechnen, dafür zu sorgen, daß die Einspannung wirklich vorhanden ist, und der günstig wirkenden gegenseitigen Auflagerung der Treppen dadurch Rechnung zu tragen, daß man in der Rechnung den Sicherheitsgrad etwas reduziert, in dem Sinne, daß man für Treppenläufe mit 10 bis 15 Stufen einen Sicherheitsgrad von $3^1/_2$, für 15 bis 25 Stufen von 4, von mehr als 25 Stufen einen solchen von 4 bis 5 einführt. Die in nachfolgenden Zeichnungen (Abb. 46) wiedergegebene Treppenberechnung ist „Beton u. Eisen“ 1906, Heft VI (Abhandlung von Dr. Ing. F. von Emperger) entnommen. Die Stufen sind als eingespannte Balken

berechnet. In der Belastung wurde nebst dem Eigengewicht eine zufällige Belastung von 400 kg/m² eingeführt. Die zulässige Beanspruchung des Eisens wurde mit 800 kg bezw. 1000 kg/cm² und die Druckfestigkeit des Betons mit 30 kg/cm² angenommen.

Das Seil- und Krafteck dienen zur Ermittlung der neutralen Achse und zur Berechnung des Trägheitsmomentes. Die Rechnung wurde mit einem Sicherheitsgrad von 5 ausgeführt. Unter diesen Voraussetzungen verlangt die Stufe bei der 1. Lösung mit trapezförmigem Querschnitt eine starke Eisenarmierung des Querschnitts im gezogenen Teil (siehe Materialverteilung) und eine Eisenarmierung im gedrückten Querschnitt. Es erweist sich der Trapezquerschnitt bei dieser zulässigen Druckspannung des Betons als ungünstig, weshalb in Lösung 2 der Querschnitt für sonst gleiche Verhältnisse rechteckförmig abgeändert wurde, was die Rechnung günstig beeinflußt, wobei aber die Treppe ihre glatte Unterfläche einbüßt.

IV. Die Ausführungskosten.

Die Eisenbetontreppen sind an Orten unbedingt konkurrenzfähig, wo der natürliche Baustein nicht leicht zu beschaffen ist, oder für Fälle, wo an die Konstruktion höhere Anforderungen in der Anlage oder in den Abmessungen der Treppe gestellt werden. Für gewöhnliche Fälle kommen sie nicht wesentlich billiger als Steintreppen zu stehen, werden aber dann wiederum mit Vorteil ausgeführt, wenn sie im Zusammenhang mit anderen Eisenbetonbauten hergestellt werden können.

Das Volumen der Treppen ist im Verhältnis zu den für die Herstellung nötigen Arbeitslöhnen gering, deshalb stellen sich die Eigenkosten für 1 m³ hoch. Man rechnet für 1 m³, je nach der Örtlichkeit und den Abmessungen der Treppe, 90 bis 170 Fr. Eigenkosten, Gerüstholz inbegriffen. Das letztere macht $^1/_4$ bis $^1/_5$ der Gesamtkosten aus. Beispielsweise sind die Eigenkosten für die in Abb. 34 dargestellte Treppe, Stufen und Wangen auf dem Platze Bern 140 Fr. für 1 m³, wovon 35 Fr. auf das Schalholz fallen. Um sich darüber ein vollständiges Bild machen zu können, sei noch erwähnt, daß in Bern heute kostet:

1 m³ geeigneter reiner Kies	7,50 Fr.
1 m³ reiner Sand	7,00 „
50 kg Portlandzement	2,80 „
und daß für den Handlanger für 1 Stunde	0,60 „
für den gelernten Arbeiter für 1 Stunde	0,80 „

vergütet werden.

Für die transportablen Stufen kommen die Kosten der Verschalung in Abzug, wobei jedoch der Transport und das Versetzen einzurechnen sind. Komplizierte oder ausgeschmückte Konstruktionen müssen besonders berechnet werden.

Literatur.

Für allgemeine Treppenanordnungen.

Handbuch der Architektur, III. Teil, Bd. 3, Heft II, Darmstadt 1898.
Breymann, Allgemeine Baukonstruktionslehre, Berlin 1896.

Für Treppenausführungen.

In System Hennebique: *Paul Christophe, „Le béton armé et ses applications“,* Paris 1902. — Ferner:
E. Mörsch, Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung, Stuttgart 1906.
Beton u. Eisen, 1903 Heft I, 1904 Heft IV, 1906 Heft IV, 1906 Heft VI, 1906 Heft X.

c) Kragbauten.

Bearbeitet von **R. Heim**, Oberingenieur der Firma C. Brandt in Breslau.

Seit der Zeit, da man das eigentliche Wesen der Eisenbetonbauweise richtig zu erkennen begann und die bis dahin nur auf Erfahrung gegründeten Konstruktionsmethoden der neuen Bauweise durch zuverlässige Berechnung der Beanspruchungen im Eisen wie im Beton auf eine festere Basis gestellt hatte, ging man auch bald daran, die neuen Errungenschaften an augenfällig kühnen Konstruktionen zu zeigen, und dazu waren ausgekragte und schwer belastete Bauteile mit unverhülltem Traggerippe vorzüglich geeignet. So entstanden im Beginn des letzten Jahrzehnts des 19. Jahrhunderts, durch die Firma Hennebique in Frankreich ausgeführt, derartige Schaustücke der neuen Baukunst, die bis heute noch wenig übertroffen wurden, wenn auch seither ähnliche Ausführungen sehr zahlreich wurden und immer neue Anwendungsgebiete eroberten. Doch ist das Gebiet der Möglichkeiten noch lange nicht genügend bebaut, und neue Ausblicke öffnen sich mit jedem Jahre. Im Hochbau bot sich den Architekten die Möglichkeit der Anwendung weit vorspringender Gesimse, Balkone und Erker und anderer Kragarme, welche, aus dem Inneren des Gebäudes sich vorstreckend und dort gehörig verankert, die schwersten Lasten tragen konnten. Auch die im Holzfachwerkbau geübte, architektonisch reizvoll wirkende Vorkragung ganzer Obergeschosse kam wieder zur Anwendung, und im Theater- und Saalbau wurden die den freien Ausblick hindernden Pfeiler und Säulen unter den Galerien zurückgedrängt oder ganz beseitigt.

Es sollen hier besonders die Kragkonstruktionen des Hochbaues vorgeführt und andere Anwendungsgebiete weniger ausführlich behandelt werden. Nach der Konstruktionsart sind Kragträger, das heißt über den Stützpunkt hinaus verlängerte Träger, und Freiträger, das sind Konsolen, die ein System für sich bilden, wie etwa Mauerwerkskonsolen, zu trennen. Im ersten Fall gibt der Trägerteil zwischen den Stützen die erforderliche Gegenlast, im zweiten Fall ist eine besondere Verankerung zur Aufnahme des Einspannungsmomentes nötig.

Nach den Anwendungsgebieten sollen hier zunächst Außen- und Innenkonsolen getrennt behandelt werden.

Balkone und Erker.

Diese einfachsten Kragbauten, welche heute in Städten an den meisten neueren Hausbauten angebracht werden, können meist als einfache Platten, durch Vorschieben der Deckenplatte aus dem Inneren des Gebäudes über die Außenmauern oder Frontstürze hinaus und Verankerung der Eisenarmierung durch Verlängerung in die dahinterliegende Decke, konstruiert werden. Die Armierung auf Zug muß dann natürlich an die Oberseite der Platte gelegt werden. Nur bei schwerer Belastung und verhältnismäßig geringer Konstruktionshöhe wird man auch an die Druckseite (Unterseite) Eisen legen. Besonders zu beachten ist, daß die Zugeisen, welche am Auflager voll ausgenutzt werden, die nötige Eingriffstiefe bezw. Adhäsionslänge in der dahinterliegenden Deckenplatte haben. Läßt man die gebogenen Eisen einer anschließenden Deckenplatte in die Kragplatte an der Zugseite hinausreichen, so kann dadurch erheblich an Eisen gespart werden. Doch muß beachtet werden, daß hierbei die Eisen an einer Stelle, wo sie noch bedeutende Zugspannungen haben, aus ihrer Richtung abgebogen werden. Aus den Zugkräften in der ursprünglichen und

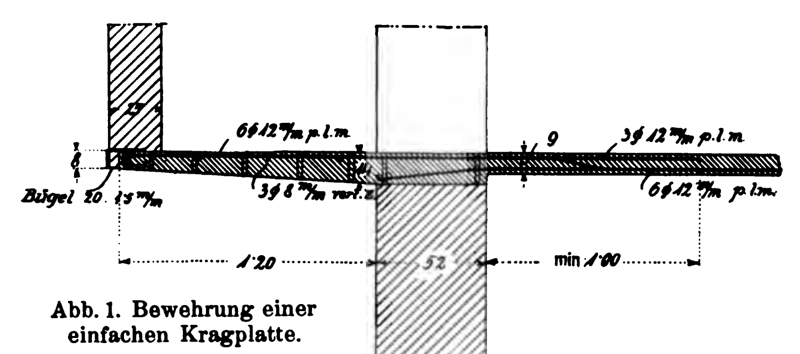


Abb. 1. Bewehrung einer einfachen Kragplatte.

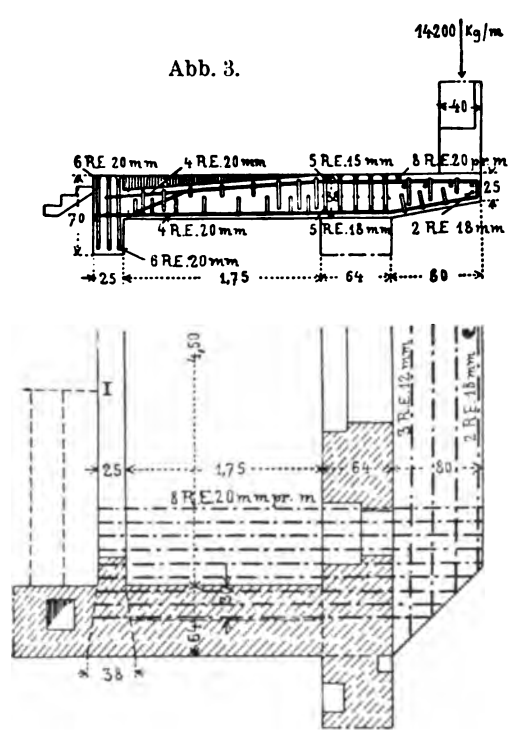
in der abgelenkten Richtung resultiert dann eine Druckkraft, welche der einhüllende Beton aufzunehmen hat. Werden diese Druckkräfte bedeutend, so müssen besondere konstruktive Maßregeln angeordnet werden, deren später (unter Bauausführung) Erwähnung getan wird. An dem freien Ende der Kragplatte werden die Eisen aus der Zugzone in die Druckzone abgebogen und sollen noch auf eine Strecke in diese hineinreichen, zur besseren Verankerung und um die Höhenlage der Eisen in der Zugzone während des Stampfens zu fixieren (Abb. 1). Der lotrechte Teil der abgebogenen Eisen hat auch Schubspannungen aufzunehmen. Die Schubspannungen verteilen sich gleichmäßig bis ans Auflager bei Belastung durch Einzellasten an dem Rande der Konsole und wachsen nach einer Geraden gegen das Auflager bei gleichmäßig verteilter Belastung. Dementsprechend sind die Scherbügel in der Konsole zu verteilen. Die Bügel können sehr einfach an die Zugeisen angehängt werden und werden von vielen Fachleuten auch da angewendet, wo sie theoretisch nicht unbedingt nötig sind. Das Gleiche gilt von den Verteilungseisen, welche direkt unter den Zugeisen und normal zu diesen gelegt werden. Sie dienen zunächst als Lastverteiler, wie die Benennung sagt, sind aber gleich wichtig als Dilatationseisen, insbesondere bei Außenbalkonen zur Aufnahme der Temperaturspannungen. Bei Balkonen haben sie noch eine nicht unwichtige Funktion für den Fall einseitiger Überlastung, welche denkbar ist; es treten dann infolge der verdrehenden Wirkung Zugspannungen in der Längs-



Abb. 2. Balkon- und Erkerplatten.

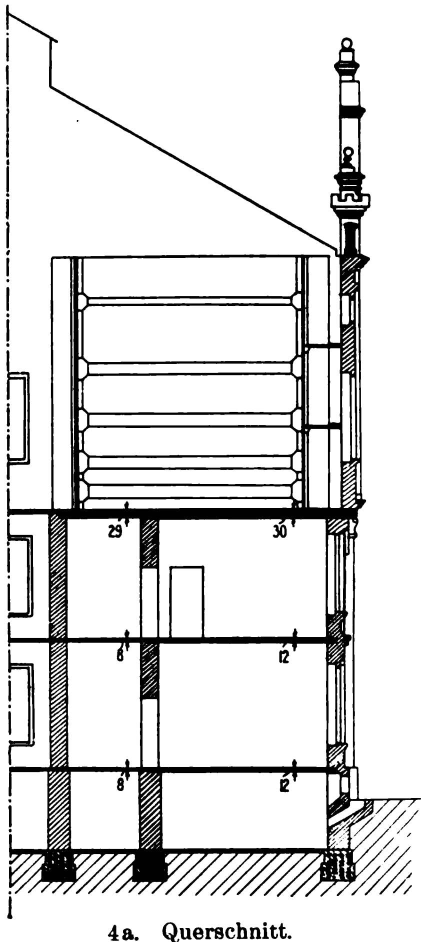
richtung an der Oberseite auf, die bei Nichtvorhandensein der Verteilungseisen Rissebildung veranlassen. Abb. 2 zeigt einen Rohbau in Eisenbeton mit verschiedenartigen Balkon- und Erkerplatten.

Reicht das Gegenmoment der Deckenplatte zur Herstellung der Stabilität der Kragplatte nicht hin, so muß man dazu eine weitere Gegenlast oder Verankerung zu Hilfe nehmen. Die Abb. 3 zeigt die Konstruktion einer Erkerplatte des Direktionsgebäudes der Elektrizitätswerke in Düsseldorf. Die Platte hat den über die Frontmauer vorgekragten Teil des Treppen-

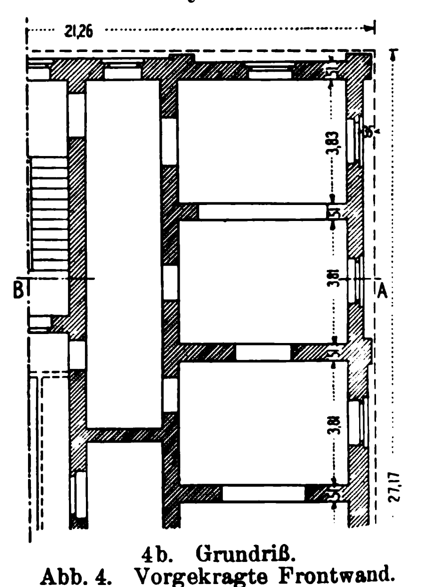


hauses zu tragen, und da die Gegenlast des Treppenpodestes und die Einspannung in der Frontmauer nicht hinreichen, um der Belastung von über 14 t für 1 lfd. m an dem Konsolenrand das Gleichgewicht zu halten, so mußte der Podestbalken I für die Übertragung des aufwärts gerichteten Drucks auf die seitlichen, schweren Treppenhausmauern entsprechend ausgebildet werden.

An einem Hochbehältergebäude in Harpen bei Bochum wurde die (für eine Belastung von 8250 kg für 1 m² durch die Wasserbehälter berechnete) Deckenplatte nach allen vier Seiten des Gebäudes vorgekragt, um an dem Konsolenrande die über die Untergeschosse vorspringende Frontmauer zu tragen (Abb. 4). So wurde ein Umgang rings um die Be-



4a. Querschnitt.



4b. Grundriß.

Abb. 4. Vorgekragte Frontwand.

hälter freigehalten und gleichzeitig eine gewisse Einspannung der schwer belasteten Decken erzielt, sowie eine annähernd zentrische Belastung der tragenden Mauern. Diese Konstruktionen und ganz ähnliche für den Hochbehälter in Weitmar wurden im Jahre 1901 von Carl Brandt, Düsseldorf aus-

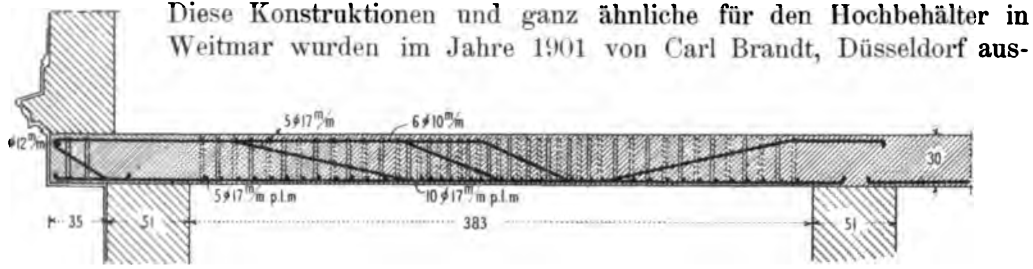


Abb. 4c. Bewehrung der Kragplatte.

geführt. Abb. 5 zeigt die Anwendung einfacher Kragplatten für Veranden ohne Verkleidung der Sichtflächen.

Werden die Ausladungen der Kragkonstruktionen größer und sind ausreichende Konstruktionshöhen vorhanden, so kann man durch Anordnung einzelner Konsolrippen mit zwischengespannten Platten eine gewisse Materialersparnis und Verminderung des Eigengewichts erzielen. Diese Ersparnisse werden noch bedeutender, wenn es möglich ist, die Platten in die Druckzone der Rippen (das heißt nach unten) zu verlegen und diese dann als ⊥-förmige Balken zu berechnen. Meist aber werden die Platten über die Rippen gelegt und diese in einfacher Weise architektonisch verwertet, wie etwa an dem Fachwerkbau, Abb. 6. Eine Villa in Cincinnati (V. St.) zeigt Abb. 7. Das Gebäude, dessen Außenwände ebenso wie alle Tragkonstruktionen in Eisenbeton hergestellt sind, zeigt eine weit ausladende Terrasse mit schön geformten Rippenkonsolen. In Abb. 8 bis 8b ist eine Erkerausbildung an einem Wiener Wohnhause (von der A.-G. Diss u. Co gebaut) wiedergegeben, die aus Platten- und Rippenkonsolen kombiniert wurde. Die Verankerung der Rippen geschah entweder in den Deckenbalken 8b oder in den Frontstützen 8a. Die Abb. 9 zeigt den Querschnitt eines Silos im Düsseldorfer Hafen, der von der Firma Brandt für die niederrheinische Dampfschleppschiffahrt-Gesellschaft im Jahre 1907 gebaut wurde. Von den einzelnen Geschossen des anstoßenden Lagergebäudes sollten Lauf-



Abb. 5. Eisenbetonkragplatten, steinartig bearbeitet.

brücken um das Silogebäude geführt werden, die einschließlich der aus Schwemmsteinen gemauerten Außenwand von Kragkonstruktionen getragen werden. Die Laufbrücken der Obergeschosse mußten einen auswechselbaren Holzbelag erhalten,



Abb. 7.

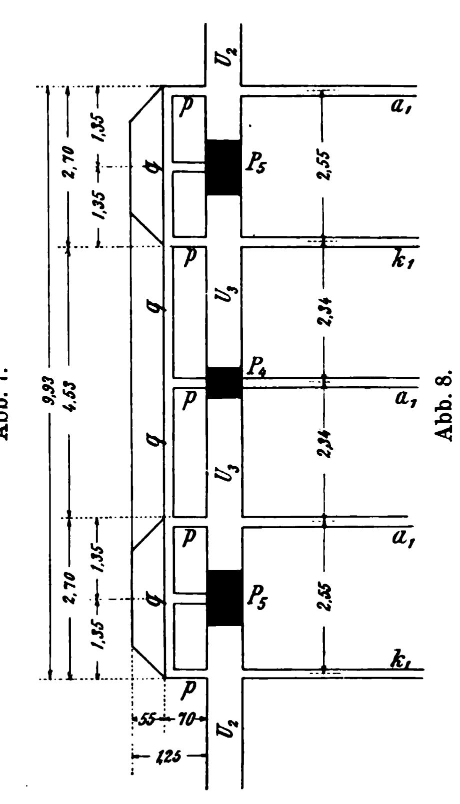


Abb. 8.



Abb. 6. Fachwerkbau in Eisenbeton.

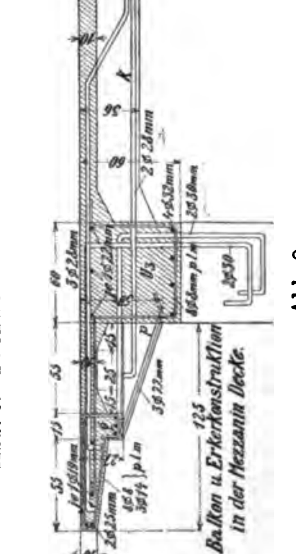


Abb. 8a.

der sich einerseits auf den äußeren Randbalken stützt. Die Konsolen, welche die Last des Randbalkens abfangen, sind in die Außenstützen des Silos eingespannt.

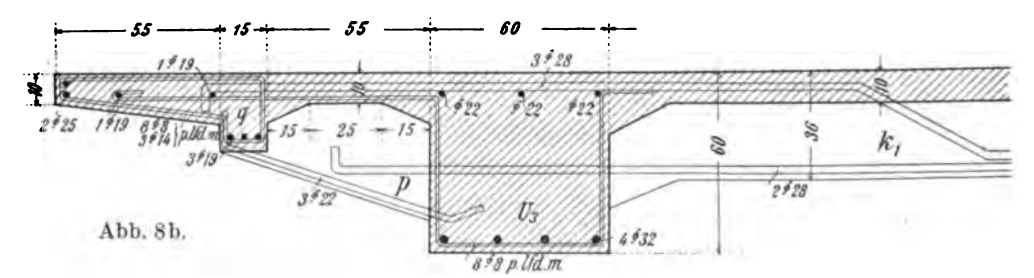


Abb. 8b.

Diese Balkon- und Erkerkonstruktionen mit geringeren Ausladungen kommen außerordentlich häufig vor, und die Armierung macht keine Schwierigkeiten; aber bereits im Jahre 1895 baute Hennebique in Nantes die „Grands Moulins“ mit hervorragend kühnen Ausbauten.[1]) Zur Freihaltung des Lichtraumprofils eines Ladegleises ist die eine Gebäudefront auf Konsolen von 2,55 m Ausladung mit Hilfe eines zwischen diese gespannten Frontsturzes gestellt. Über den Konsolen stehen fünf Obergeschosse des Gebäudes. An einer Gebäudeecke hat das Gleis eine Drehscheibe, und infolgedessen wurde es nötig, die Konsolen 4 m weit vorzubauen. Diese Konsolen haben an ihrem Auflager 4,67 m Höhe. Die eine Konsole an der Gebäudeecke findet ihre Einspannung in der in ihrer Richtung liegenden zweiten Frontmauer, die andere Konsole (Abb. 10) stützt sich gegen zwei übereinander befindliche Geschoßdecken, deren eine die obere Eiseneinlage, also die Zugkomponente aufnimmt, während die untere Decke die Druckkomponente erhält.

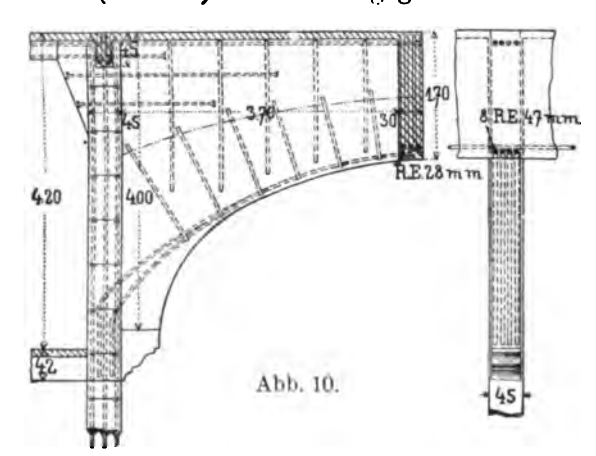


Abb. 10.

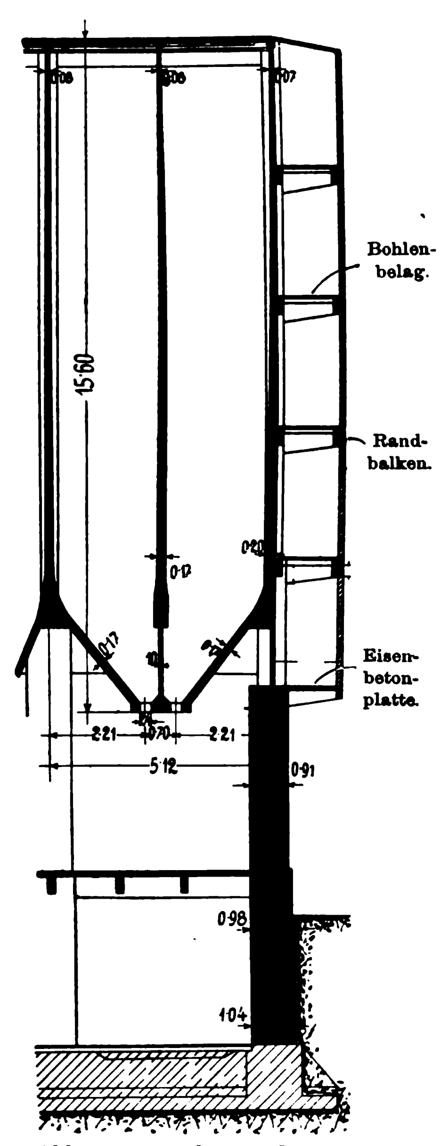


Abb. 9. Ausgekragte Laufbrücken an einem Silogebäude.

1) Handbuch für Eisenbetonbau, III. Band, 1. Teil S. 250.

Im Jahre 1905 wurden in Manchester Güterschuppen in Eisenbeton errichtet. In der Höhe der Erdgeschoßdecke sind starke Konsolen 4 m weit ausgekragt, um dreigeschossige Elevatortürme zu tragen (Abb. 11). Der Boden der Türme ist offen, um die Güter direkt von den darunterstehenden Lastwagen bis in die einzelnen Geschosse des Schuppens schaffen zu können. Die erwähnten Konsolen haben an



Abb. 11.

ihrem Auflager 198 cm, an ihrer Spitze 61 cm Höhe. Die Zugeisen verlängern sich in die Deckenbalken, die Druckeisen greifen in die Frontstützen hinein. Infolge dieser Anordnung (Abb. 12) erleiden diese Stützen eine kombinierte Beanspruchung auf Druck und Biegung, der wir in diesem Kapitel noch mehrmals begegnen werden. Zwischen den Elevatortürmen hat das Gebäude Balkone, die ebenfalls 4 m weit vorgebaut sind, mit sekundären Längsbalken zwischen den Konsolrippen. Die Balkone

haben in gewissen Abständen Öffnungen für den Gütertransport und dienen gleichzeitig als Schutzdächer für die darunter wartenden Wagen.

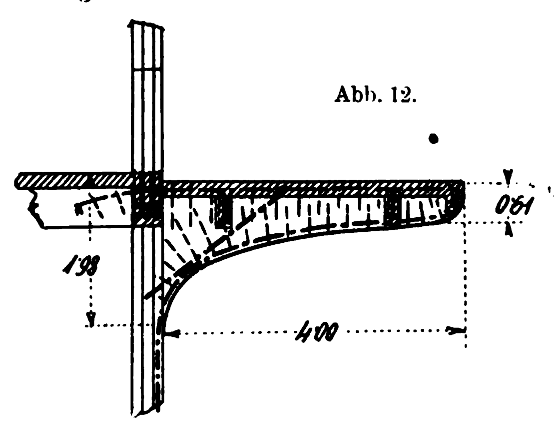


Abb. 12.



Abb. 13a.

Nach dem Entwurfe von Prof. Dr. Zielinski in Budapest wurde das Auswandererhotel in Fiume als Eisenbetonbau ausgeführt mit übergebauten Obergeschossen. Die Vorkragung beträgt 1,04 m an der Vorderfront und 1,54 m an der Hinterfront. Dadurch wurde in den Obergeschossen viel Raum gewonnen. Die Hauptkonsolen reichen mit ihrem Fuß hinab bis zur Höhe des Erdgeschoßfußbodens, die Zugeisen liegen in der Erdgeschoßdecke. Eine Folge dieser Anordnung ist die Vermeidung starker Biegungsbeanspruchung der Frontstützen, und gleichzeitig bilden diese Konsolpfeiler mit dem an anderer Stelle noch zu erwähnenden Gesimse das Hauptmotiv der einfachen Außenarchitektur des Baues (Abb. 13, 14). Zwischen den Konsolen trägt ein Randbalken die 13 cm starken Frontwände der Obergeschosse (Abb. 15).



Abb. 13. Auswandererhotel, Fiume.



Abb. 14. Auswandererhotel, Fiume.

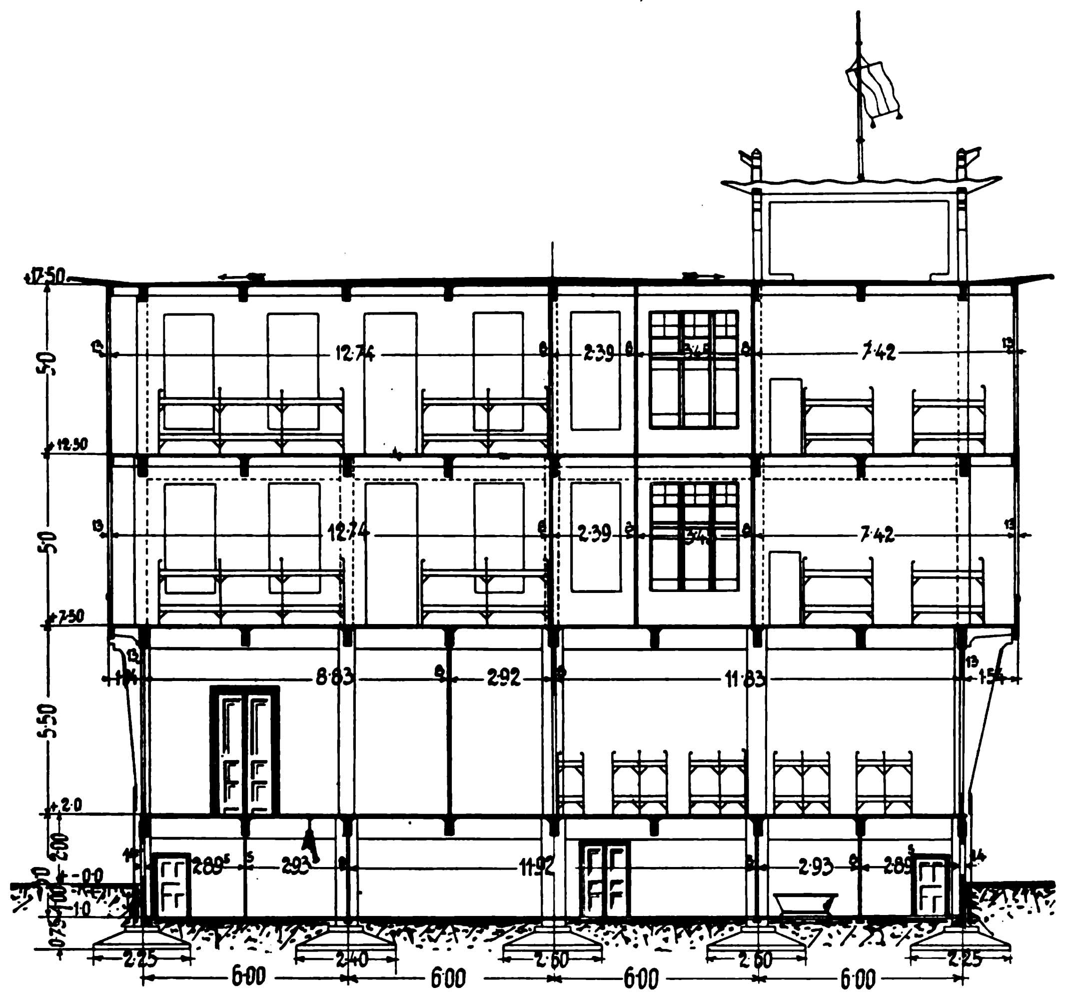


Abb. 15. Auswandererhotel, Fiume. Querschnitt mit ausgekragten Frontwänden.

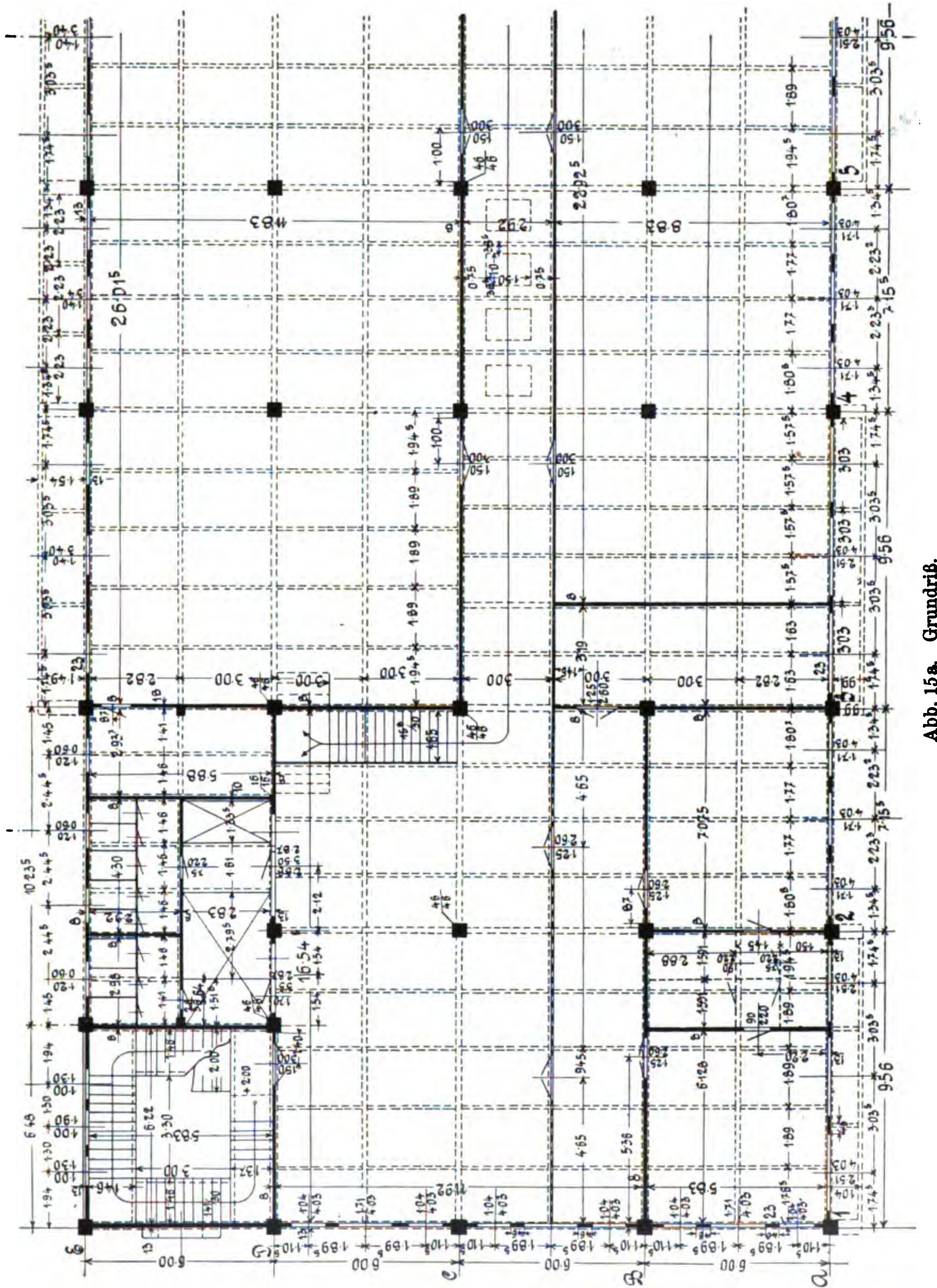


Abb. 15a. Grundriß.

Eine ganz einzigartige Sammlung der kühnsten Kragbauten zeigt die Villa Hennebique in Bourg-la-Reine (Abb. 16, 17). Vielleicht ist bei diesem Bauwerk des Guten zuviel getan, es wirkt jedenfalls einigermaßen beunruhigend auf den Beschauer, doch ist es zweifellos angebracht, die eigenartigen Konstruktionen an dieser Stelle gebührend zu berücksichtigen. Der achteckige Hauptturm an der einen Gebäudeecke ruht auf zwei in der Richtung der beiden anstoßenden Außenmauern 4 m weit vorspringenden Konsolen, die sich vor der abgeschrägten Gebäudeecke kreuzen und durchdringen (Abb. 18a). Die Zugeisen dieser Konsolen liegen in den Stürzen über den Erdgeschoßfenstern der beiden Mauern. Diese Konsolenkreuzung zeigt in auffälliger Weise den besonderen Vorteil der Eisenbetonbauweise, der darin liegt, daß die beiden sich durchdringenden Konstruktionsteile sich in ihrer vollen statischen Wirksamkeit nicht behindern, wenngleich die inneren Kräfte divergierend wirken. Der Turm trägt in seinen Obergeschossen noch verschiedene sekundäre Kragbauten; so eine aus dem Turm vollständig hinausspringende Wendeltreppe und ganz oben eine ringsum ausgekragte Terrasse, wie es in dem Schnitt (Abb. 18) ersichtlich gemacht ist. Weiter zeigt der Bau eine 2,80 m weit vorgebaute, durch das aufgebrachte Erdreich schwer belastete Gartenterrasse (Abb. 19) und andere Balkon- und Erkerbauten.

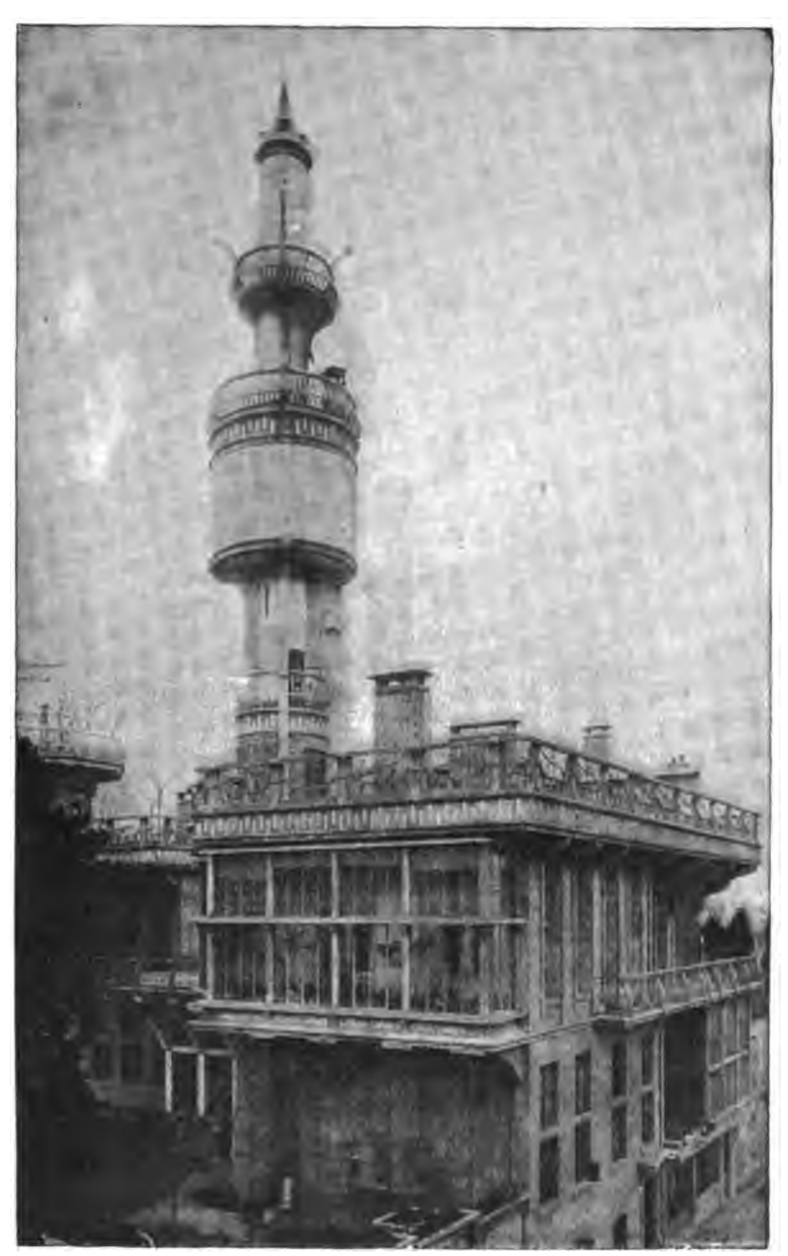


Abb. 16. Villa Hennebique.

Selten wurden im Eisenbetonbau bisher in Zug- und Druckgurt aufgelöste Konsolen angewendet. Ein Beispiel gibt die in Abb. 20 dargestellte Konsole für

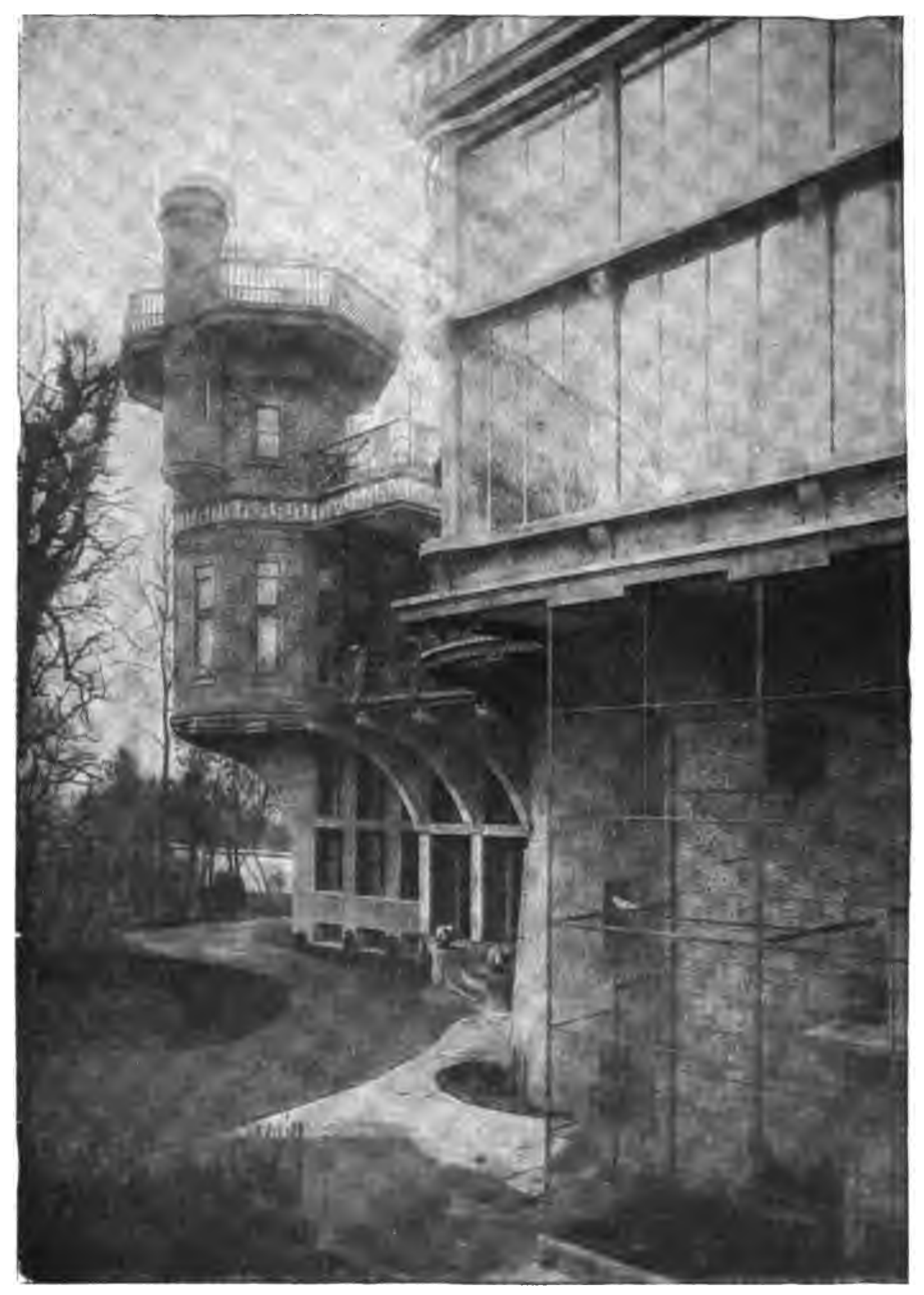


Abb. 17. Villa Hennebique.

einen Maschinenaufzug an einem Mühlengebäude in Homberg a. Rh. Die Druckstrebe war nötig, weil die durch das massive Dach und die Attika gebildete Gegenlast nicht hinreichte, um der Konsole bei voller Belastung die verlangte Kippsicherheit zu geben.

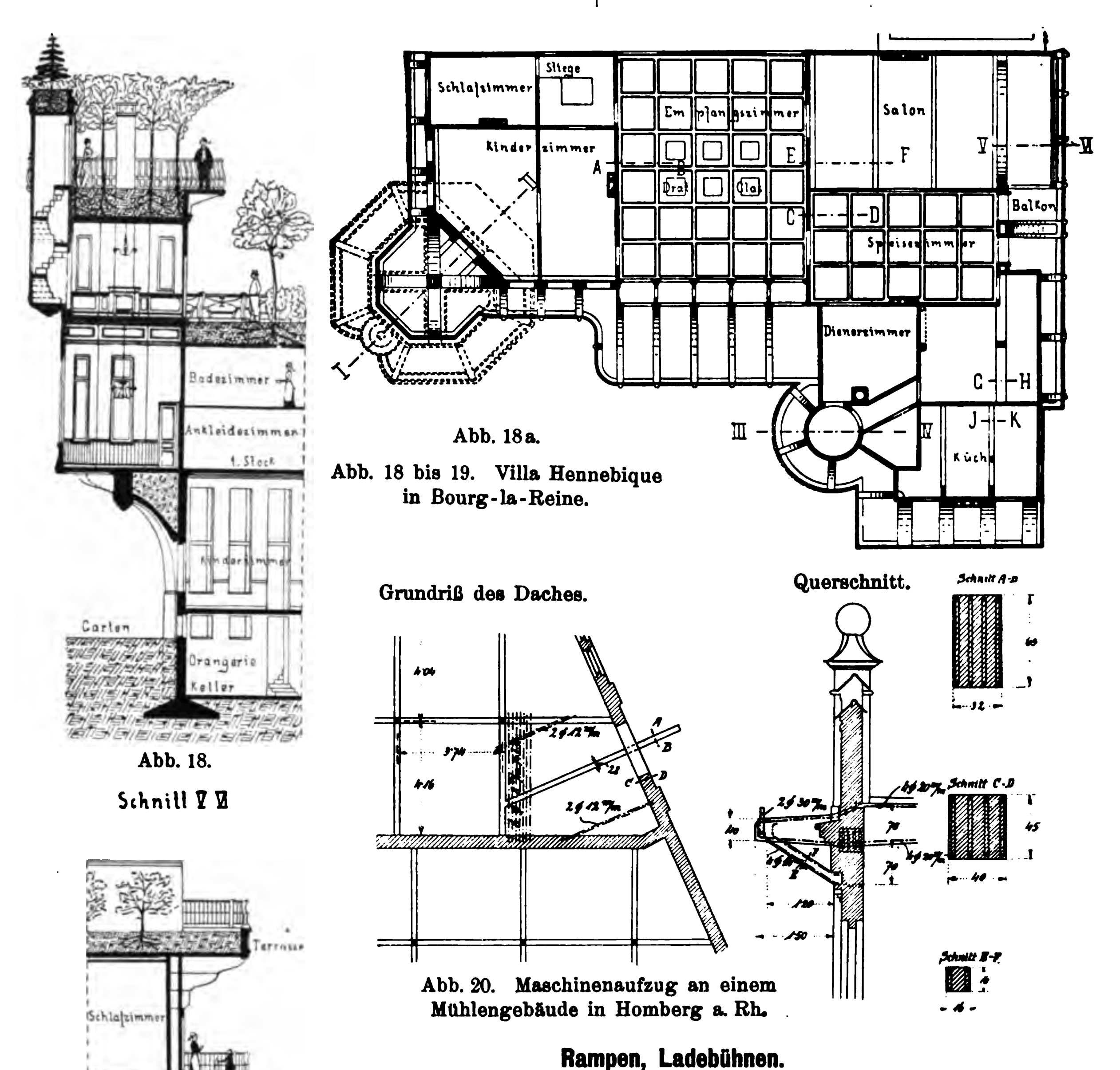


Abb. 18.

Abb. 18a.

Abb. 18 bis 19. Villa Hennebique in Bourg-la-Reine.

Grundriß des Daches.

Abb. 20. Maschinenaufzug an einem Mühlengebäude in Homberg a. Rh.

Abb. 19.

Rampen, Ladebühnen.

An Fabriken und Lagerhäusern werden sehr häufig solche Laderampen ungefähr 1 m über dem Erdboden über die Außenwände vorgekragt. Sie unterscheiden sich in der Konstruktion nicht von den gewöhnlichen Balkonplatten, haben aber meist größere Nutzlasten und werden an ihrem äußeren Rande häufig mit Schutzleisten aus Holz oder ⊔-Eisen bewehrt. Ähnliche Anlagen dienen dazu, um an Flüssen den Rand der Lösch- und Ladebrücken möglichst weit gegen die tiefe Fahrrinne hinauszurücken, ohne Verengung des Durchflußprofils und ohne die Notwendigkeit all zu tiefer Gründung. An der Loire in Nantes

wurde eine solche Ladebrücke vor einem Silogebäude 9 m weit über den Fluß vorgestreckt. Die Silos stehen mit der Frontwand auf einer alten Kaimauer (Abb. 21), vor welcher zur Unterstützung der Konsolen noch zwei Pfahlreihen gerammt wurden. Die Konsolen stehen 2 m voneinander, haben 30 cm Breite und am Auflager 5,75 m Höhe. Die oberen Eiseneinlagen gehen in ihrer Verlängerung durch das ganze, 12 m tiefe Silogebäude hindurch. Die Druckzone der Konsolrippen greift in eine in der alten Kaimauer ausgestemmte, 60 bis 70 cm tiefe Nut, und überdies geht auch eine Reihe Druckeisen in die Unterkonstruktion der Silos. Mit Rücksicht auf die Unterstützung durch die oben erwähnten Pfahlreihen verringert sich die freie Ausladung der Konsolen auf 7,50 m. Die Rampe trägt die Belastung eines Eisenbahngleises und

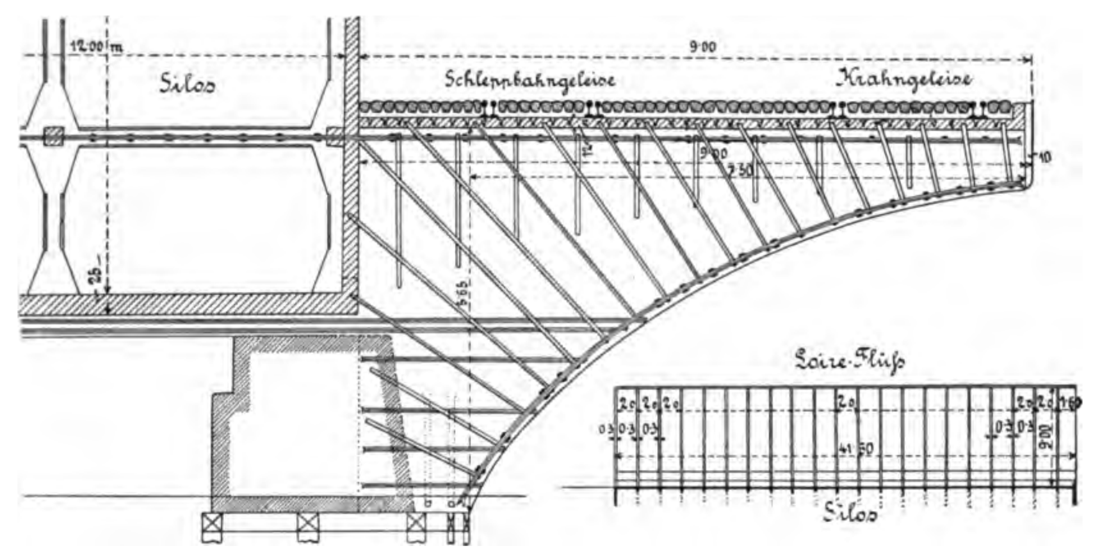


Abb. 21. Ladebrücke an der Loire.

einen Dampfkran. Die Berechnung der Konsolen ergab ein Moment von 11 600 000 cmkg am Auflager. Die Schienen liegen ohne Zwischenmittel glatt auf der Eisenbetonplatte auf, und im übrigen ist die Rampe mit Kopfpflaster abgedeckt. Die Belastungsversuche wurden mit einem 24-Tonnenwagen gemacht, der 5 m vom Auflager über die Rampe gerollt wurde. Der Bau wurde im Jahre 1897 ausgeführt, erregte viel Interesse unter den französischen Fachleuten und förderte die Anwendung der Bauweise.

Eine ähnliche Rampenkonstruktion, jedoch von einer Winkelstützmauer getragen, wurde ungefähr zur selben Zeit und ebenso wie die in Nantes nach der Bauweise Hennebique hergestellt. Die Konsolrippen haben hier nur 6 m Ausladung, dagegen 4 m gegenseitigen Abstand. Zwischen den Konsolen sind Längsbalken in 1,5 m Abstand angeordnet (Abb. 22). Die oberen Eiseneinlagen der Konsolen verlängern sich in ungefähr 6 m lange, einbetonierte Zuganker, an deren Ende winkelartig geformte Ankerplatten in den Boden eingelassen sind. Eine andere Art der Konstruktion solcher Lösch- und Ladebrücken, die annähernd den gleichen Zweck erreicht, ist die mit Hilfe von Rammpfählen in Eisenbeton. (Näheres darüber im III. Band, 1. Teil, Seite 257 bis 264.)

Anwendung der Kragbauten zur nachträglichen Verbreiterung bestehender Verkehrswege. Diese Anwendung ist insofern von Wichtigkeit, als sie

ein Mittel darstellt, solche, dem modernen Verkehr nicht mehr genügenden Verkehrswege mit geringen Kosten wieder vollwertig auszugestalten. Die ersten Anwendungen dieser Methode wurden, wie es scheint, in Frankreich versucht.

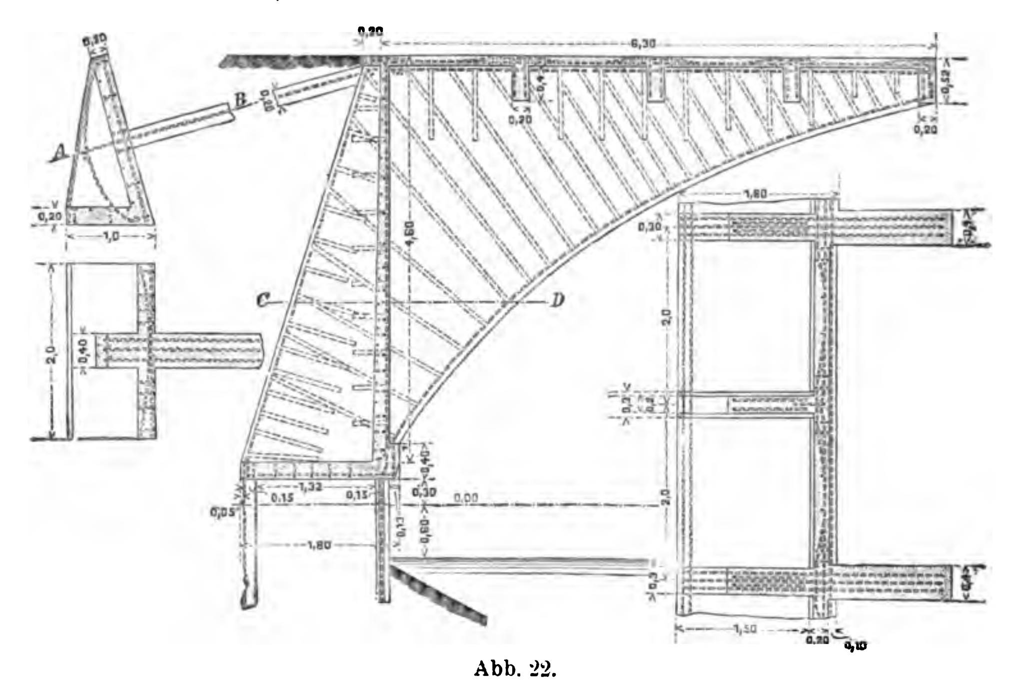


Abb. 22.

Im Jahre 1904 wurde die alte gewölbte Straßenbrücke über die Seine in Corbeil nach jeder Seite um 1,60 m verbreitert durch Auskragung der Fußsteige (Abb. 23). Die Konsolrippen liegen in 2 m Abstand voneinander und sind durch einen quer über die Brücke gelegten Eisenbetonbalken von 30 × 25 cm Querschnitt, in den an der Oberseite die Zugeisen der Konsole eingebettet sind (Abb. 23c), gut verankert.

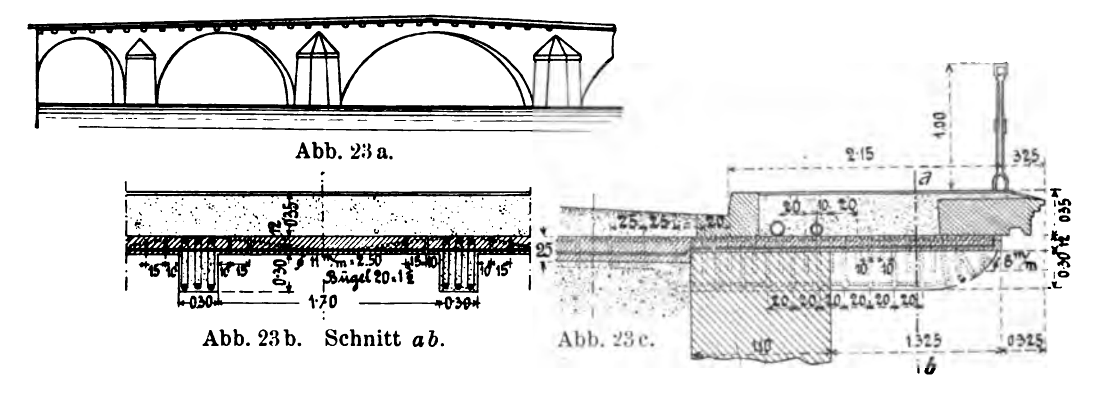


Abb. 23a.

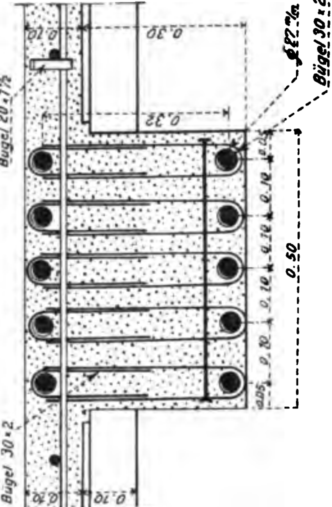
Abb. 23b. Schnitt *ab*.

Abb. 23c.

Die 12 cm starken Eisenbetonplatten zwischen den Konsolen setzen sich über die 1,10 m breiten Stirnwände der alten Brücke fort. Die Arbeit wurde ohne Störung des Verkehrs in vier Bauabschnitten ausgeführt. Die Eisenbetonkonstruktion wurde auf eine Länge von 56 m in zehn Arbeitstagen fertiggestellt. Abb. 24 zeigt die Brücke in der Bauzeit. In Straßburg wurde eine Brücke sowie die anschließenden Kais bedeutend verbreitert (Abb. 25). Vor den alten Pfeilern wurden Säulen auf Eisenbeton-



Abb. 25.



Konsolenquerschnitt. Abb. 26a. Zugbalkenquerschnitt.

pfähle gestellt; zwischen die Säulen spannen sich Bogen, die die Fahrbahnplatte tragen. Diese Platte legt sich anderseits auf die Stirnwand der alten Brücke und ist über die Bogen konsolartig ausgekragt.

Ähnliche Arbeiten wurden auch an gewölbten Eisenbahnbrücken ausgeführt. Eine zweigleisige Brücke wurde nach beiden Seiten um 1,20 m verbreitert zur Aufnahme eines dritten Gleises (Abb. 26). Die Konstruktion ist in der gleichen Weise angeordnet



Abb. 24. Verbreiterung der Seinebrücke in Corbeil.

Abb. 26. Verbreiterung einer Eisenbahnbrücke.

wie bei der Brücke in Corbeil. Die Konsolrippen liegen 3,85 m voneinander, und die sie verbindenden Eisenbetonplatten sind ziemlich breit angeordnet, um über und hinter den Stirnwänden eine entsprechende Gegenlast aufnehmen zu können. Die Kosten der Verbreiterung stellten sich auf 300 Francs für das laufende Meter der fertigen Arbeit.

Eine deutsche Ausführung, die Verbreiterung der 140 m langen Elisabethbrücke in Halle a. d. S., von der Zementbau-A.-G. Hannover herrührend, zeigt ein anderes Hilfsmittel. Die 8,5 m breite gewölbte Brücke, deren Pfeiler in 14,8 m Entfernung voneinander stehen, sollte auf eine nutzbare Breite von 16,0 m gebracht werden. Es wurden mächtige Konsolen beiderseitig auf die Köpfe der alten Pfeiler gestellt, mit einer größten Konstruktionshöhe von 3,05 m und durch 10 R.-E. von 32 mm Durchmesser an der Zugseite miteinander verankert. Die Ankereisen liegen einbetoniert unter der Brückenfahrbahn. Auf die freien Enden der Konsolen legen sich die Brüstungsträger, welche auf 14,8 m Spannweite die Last der Brückenverbreiterung abfangen (Abb. 27). Einerseits auf diese Träger, anderseits auf die alten Brückengewölbe legt sich die 4 m weit gespannte Eisenbetonplatte (Abb. 27a), die an der Stelle des größten Momentes 31 cm stark wurde. Auf sekundäre Querträger unter der Platte wurde verzichtet; sie wären bei der zu sehr beschränkten Konstruktionshöhe auch nicht vorteilhaft gewesen. Die Brüstungsträger gehen kontinuierlich über je drei

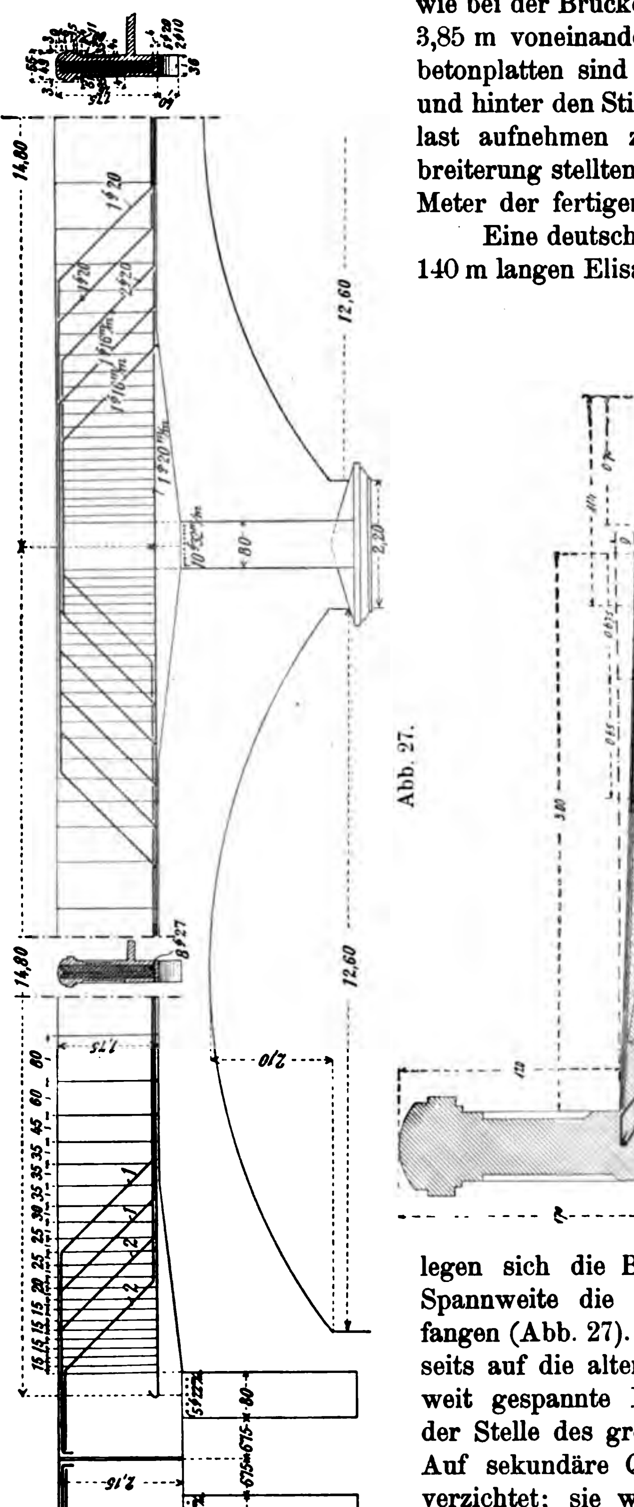


Abb. 27.

Abb. 27 a.

Felder. Über den beiden breiteren Hauptstrompfeilern der Brücke wurden Doppelkonsolen und zwischen diesen Dilatationsfugen vorgesehen, so daß jeder der drei Teile etwa 45 m lang ist.[1]) Eine Ansicht der Brücke nach der Verbreiterung gibt Abb. 27 b.



Abb. 27 b.

Häufig trifft man auf die Notwendigkeit der Verbreiterung von Straßen über die Krone von Stütz- und Futtermauern hinweg. So wurde der Boulevard Pereire in Paris verbreitert (Abb. 28) und in gleicher Weise ein Fußsteig an dem Bahnhof von Courcelles. Die Ausladung der Konsolen ist variabel, aber des besseren Aussehens wegen wurde ihr Abstand, ihre Breite und Höhe überall gleich gemacht (Abb. 29).

Die Ausladung wächst bis auf 2,6 m im Maximum. Die Verankerung der Konsolen in der alten Stützmauer wurde in einer ganz eigenartigen Weise bewerkstelligt. Zu-

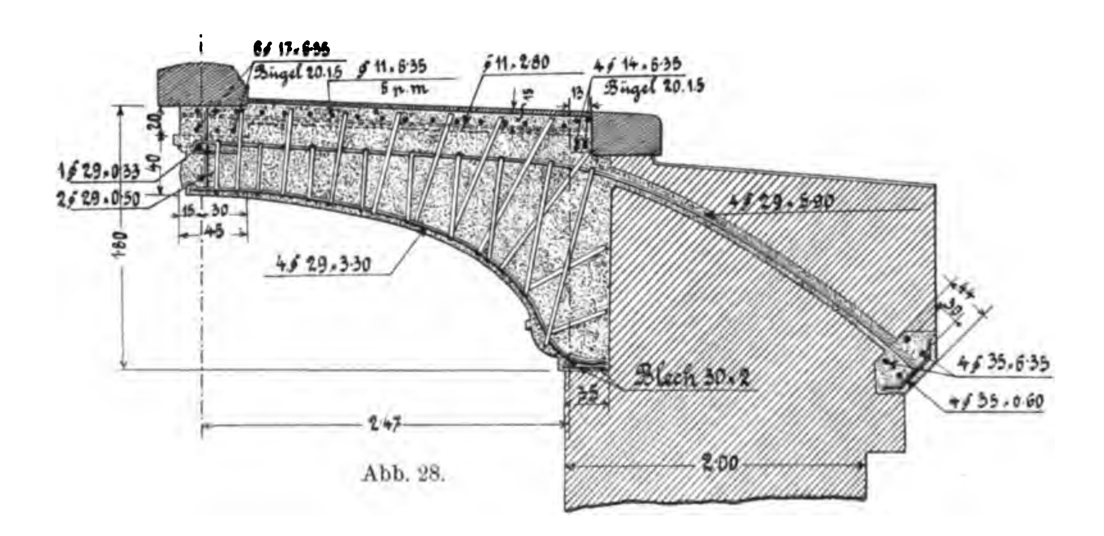


Abb. 28.

nächst wurden in Entfernungen von 2,9 m an den Stellen, wo die Konsolen zu liegen kommen sollten, Schlitze quer durch die Mauer gestemmt, welche gegen den Rücken der Mauer sich bogenförmig vertieften. In diese Schlitze wurden die durchgehenden Zugeisen der Konsolen einbetoniert und hinter der Mauer in einen druckverteilenden

[1]) Dessenungeachtet zeigten die Brüstungsträger an verschiedenen Stellen nahe den Auflagern Risse, die auf die Tragfähigkeit keinen ersichtlich ungünstigen Einfluß hatten und nachträglich ausgebessert wurden. Die Ursache ist vielleicht hauptsächlich in Temperaturbewegungen zu suchen, doch deutet die häufige Entstehung solcher Risse bei ähnlichen Konstruktionen darauf hin, daß die übliche Bewehrung gegen die Scherkräfte noch verbesserungsbedürftig ist denn die Risse erscheinen regelmäßig in Form und Richtung der bekannten Drucktrajektorien.

horizontalen Eisenbetonbalken verankert (Abb. 30). Es muß bemerkt werden, daß diese Konstruktion für die Konsolen mit 2,6 m Ausladung nicht jenen Grad von Kippsicherheit bietet, der etwa im Deutschen Reiche verlangt würde. Das Konsolenauflager wurde 25 bis 35 cm tief in die Mauer eingestemmt. Die Platten sind normal zur Mauer armiert und legen sich außen gegen einen breiten Randbalken, der auch die Bordsteine trägt.

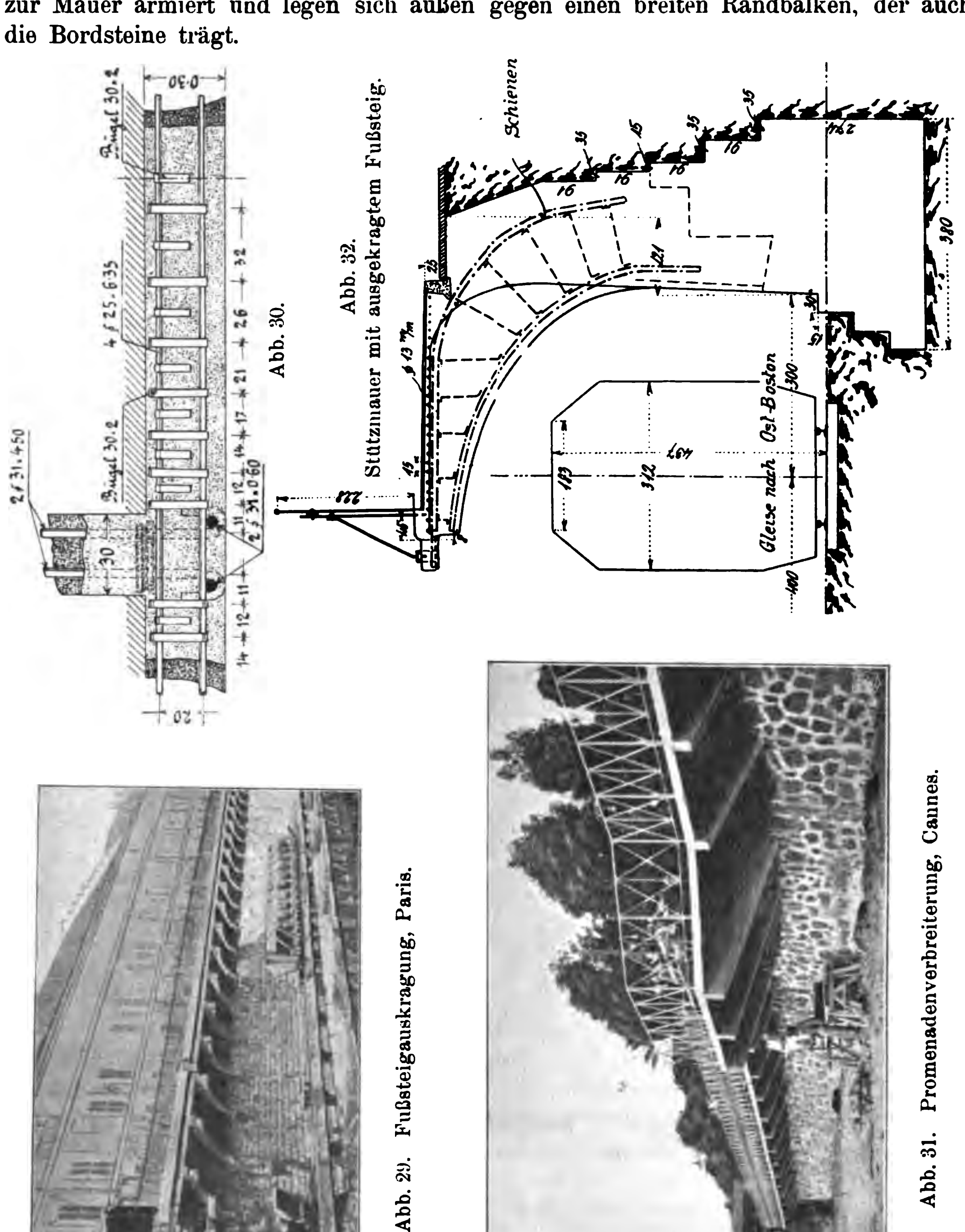


Abb. 30.

Abb. 32. Stützmauer mit ausgekragtem Fußsteig.

Abb. 29. Fußsteigauskragung, Paris.

Abb. 31. Promenadenverbreiterung, Caunes.

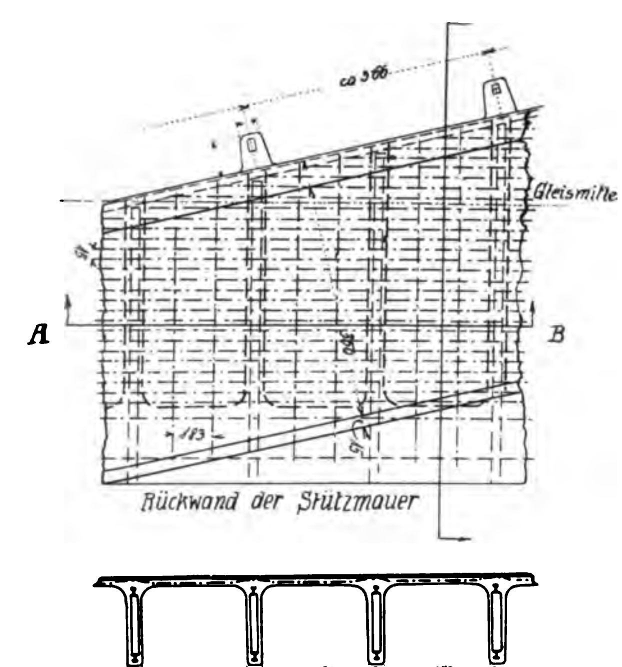


Abb. 32 a.

In Cannes wurde eine Promenade durch Auskragung nach beiden Seiten verbreitert (Abb. 31). Die Auskragungen wurden dort 3,25 m im Maximum. Die Firma Wayss u. Freytag führte in Schramberg und Wildbad Trottoirauskragungen aus mit



Abb. 33. Stützmauer mit Fußsteigauskragung.



Abb. 34. Loggia und Terrasse in Genua.

Verankerung in einem Betonklotz hinter der Mauer (Eisenbetonbau, Prof. Mörsch, S. 188). Da die Konstruktion gewisse Ähnlichkeiten mit den oben besprochenen Konsolen hat, soll hier eine amerikanische Ausführung einer Stützmauer mit Konsolen erwähnt werden. Doch wurden hier die Fußsteige nicht nachträglich angebracht, sondern gleichzeitig mit der Stützmauer gestampft und mit Eisenbahnschienen armiert (Abb. 32). Die Ausladungen wachsen bis auf 3,80 m (Abb. 33).[1]

Ein sehr schönes Bauwerk ist die Loggia mit angrenzender Terrasse einer Villa in Genua, welche über eine hohe Stützmauer frei ausgekragt wurde (Abb. 34). Die Eisenbetontragkonstruktion ist von einem Konzessionär Hennebiques hergestellt.

Kragdächer.

Für Schutzdächer vor Lagerhäusern, Fabriken (Abb. 35) oder als Sheds und Zwischenbahnsteighallen haben diese Kragbauten ein großes Anwendungsgebiet. Im Jahre 1906/07 baute die Firma Brandt einen Güterschuppen auf Bahnhof Langendreer, dessen Querschnitt Abb. 36 wiedergibt. An beiden Langseiten sind 3 m weit ausgekragte Schutzdächer auf Rippenkonsolen in 4,50 m Abstand angeordnet. Die Dachhaut ist 7 cm stark und legt sich auf Längsbalken parallel zur Gebäudefront. Die Armierung der Dachhaut in der Richtung dieser Balken dient nur zur Aufnahme der Temperaturspannungen. Abb. 37 zeigt eine Ansicht des Gebäudes, von der Giebelseite gesehen. Die Außenflächen der Wände und Schutzdächer wurden nicht verputzt, sondern blieben in dem Zustande nach der Ausschalung. Eine gewisse Belebung der Flächen wurde dadurch erzielt, daß die vorspringenden Rippen und Stützenlisenen in der Holzschalung eine Jutestoffauskleidung erhalten hatten. Die kräftigen Ausrundungen zur Verbindung der Rippen mit den Stützen sind auch statisch notwendig oder doch vorteilhaft.



Abb. 35. Schutzdach an einem Fabrikgebäude.

Über der Laderampe eines Geschäftshauses in Chicago wurde ein Schutzdach ausgeführt, dessen Konstruktion Abb. 38 wiedergibt. Die Rippen b bilden die Fortsetzung der Konsolbalken a. Die Dachplatte d wurde an die Trägerunterseite gelegt, um gleichzeitig als Druckplatte dieser 4,27 m weit ausladenden Konsolen zu dienen. Die Dachplatte hat ein geringes Gefälle von 1 : 40 nach außen und ist an der Oberseite mit einem 18 mm starken, wasserdichten Zementfeinputz im Mischungsverhältnis 1 Z. : 1 S. abgedeckt; darüber kam noch ein Goudronanstrich. Die Armierung der Konsolen an der Oberseite bilden vier Ransomestäbe, 25 mm stark, und außergewöhnlich starke Schereisen von 60 × 6 mm Querschnitt. Die Ransomeeisen sind in Chicago nur wenig teurer als Rundeisen und leichter an der Baustelle

[1]) Siehe auch: Deutsche Technikerztg. 1908, Heft 34: Ausgekragte Fußwege aus Eisenbeton, von P. Brändlein.

in die erforderlichen gebogenen Formen zu bringen, was ihre häufige Anwendung erklärt. Die Haken an den Enden sind bei diesen Eisen nicht nötig. (Nach den neueren Versuchen im Eisenbetonausschuß des deutschen Betonvereins sind die Ransomeeinlagen wenig vorteilhaft.)

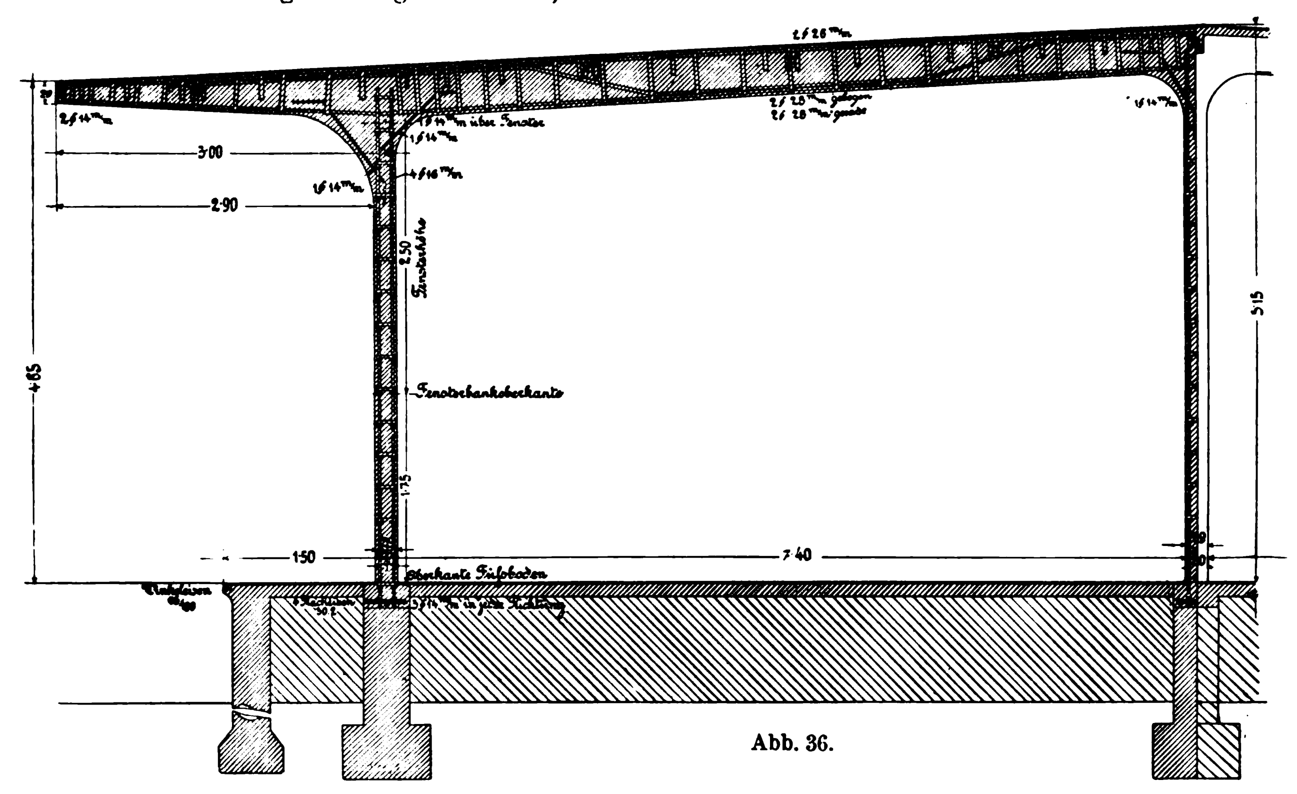


Abb. 36.



Abb. 37. Güterschuppen, Langendreer.

In neuester Zeit haben die Bauabteilungen der Königlich preußischen Staatsbahnen im Rheinland und in Westfalen Bahnsteighallen in Eisenbeton ausführen lassen. Sie sehen verhältnismäßig leicht und elegant aus, sind nicht teurer als die bis dahin üblichen eisernen oder aus Holz und Eisen kombinierten Hallen und haben den Vorteil absoluter Feuersicherheit und äußerst geringer Unterhaltungskosten. Es sind Hallen mit zwei Stützenreihen und solche mit einer Stützenreihe in der Mitte gebaut worden, beides Kragkonstruktionen verschiedener Art.

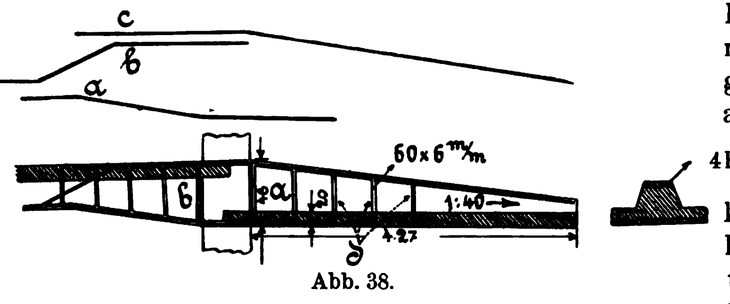


Abb. 38.

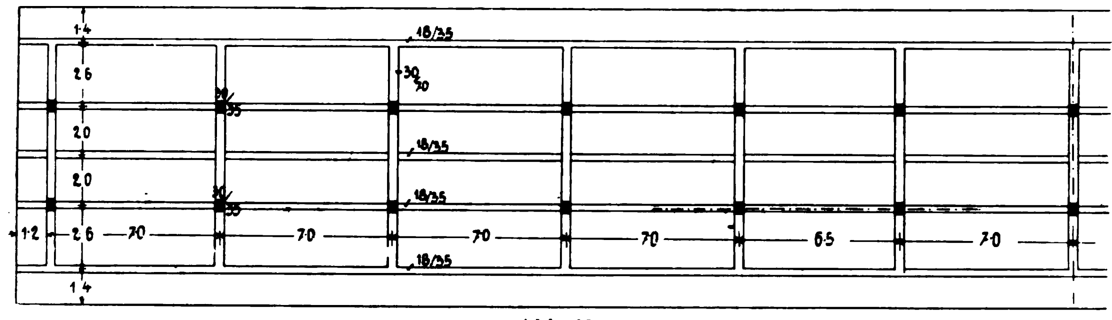


Abb. 39.

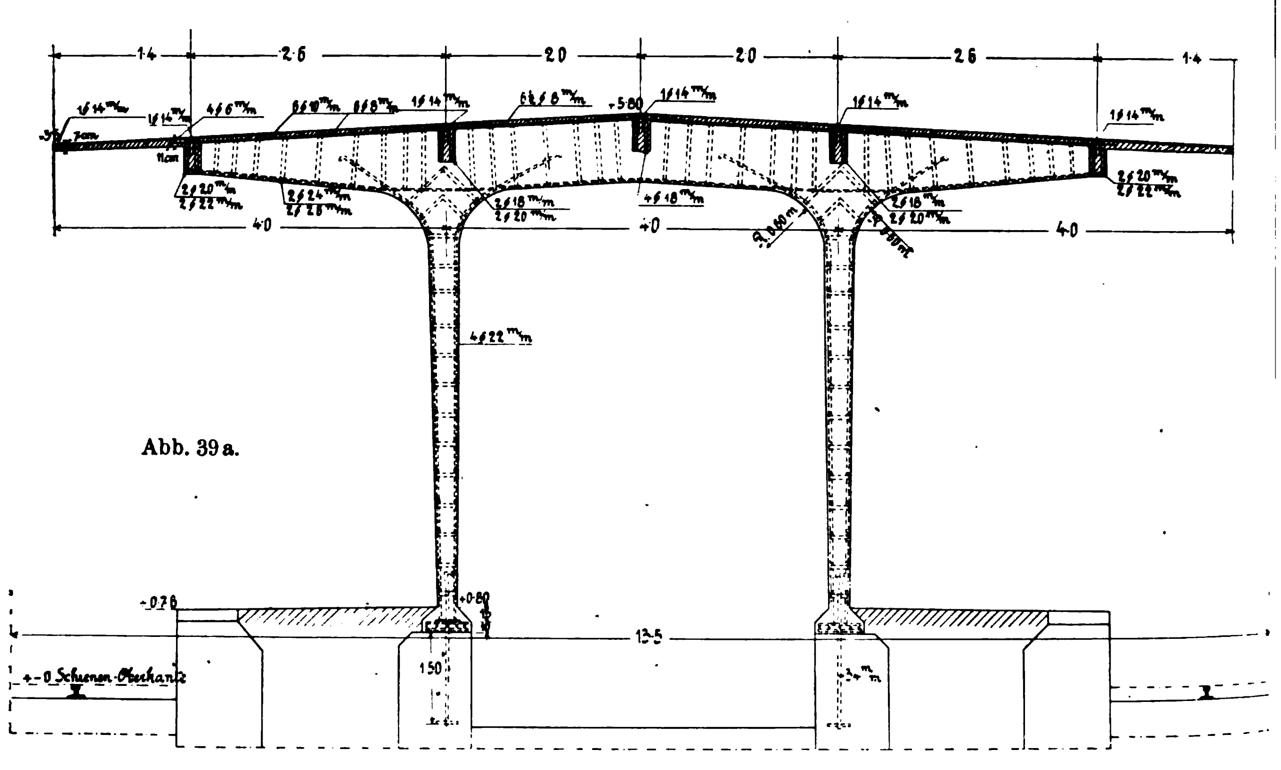


Abb. 39a.

Zweireihig wurden die 12 m breiten Hallen des Bahnhofs Langendreer im Jahre 1907 gebaut. Die Stützenreihen stehen in 4 m Abstand, so daß sie die Dachfläche in drei gleich breite Streifen teilen (Abb. 39). Die Binder stehen 7 m voneinander, und jeder Binder bildet ein steifes Portal mit Kragarmen nach beiden Seiten. Diese Kragarme sind jedoch nur 2,60 m über die Stützen vorgebaut, während sich die Dachhaut auf weitere 1,4 m als einfache Kragplatte vorstreckt. Der Längsbalken 3 vermittelt dann die Lastübertragung auf die Konsolenköpfe. Fünf solche Längsbalken sind zwischen die Binder gespannt. Durch die Last der Kragarme wird das Mittelfeld des Binders bedeutend entlastet; die Form des Binders wurde den Maximalmomenten der einzelnen Querschnitte angepaßt (Abb. 39a). Aus diesem Grunde hielt es der Verfasser auch für angebracht, die Portalstützen nach unten zu verjüngen. Das Portal mußte für seitlichen Windangriff berechnet und die Stützenfüße in die Betonfundamente verankert werden. Um der Halle auch in der Längsrichtung möglichste Steifigkeit zu geben, wurden die über den Stützen liegenden Längsbalken an den Auflagern kräftig ausgerundet. In der Armierung der Binder wurden plötzliche Richtungsänderungen stark beanspruchter Eisen vermieden durch Kreuzungen und entsprechende Übergriffe; außerdem erhielten gebogene Stäbe sinngemäß Bügelverankerungen. Abb. 40 gibt die Ansicht einer Halle von der Kopfseite nach der

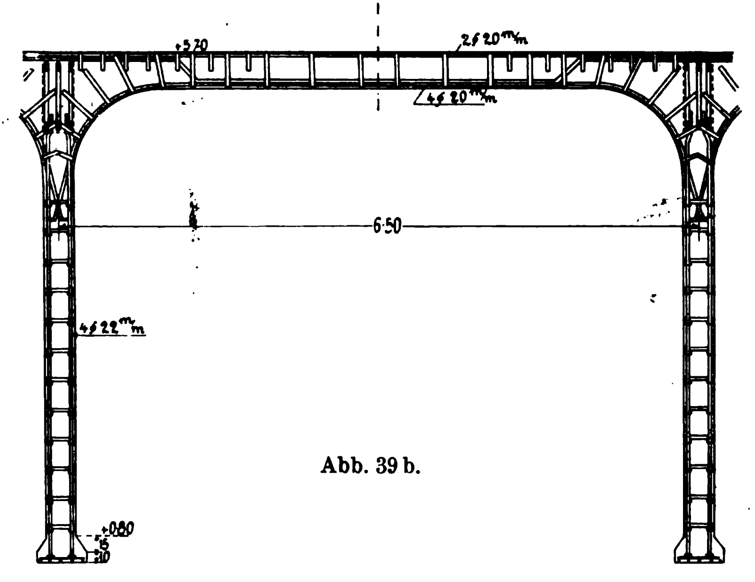


Abb. 39 b.


Abb. 40. Bahnsteighallen Langendreer.

Ausschalung und zwei andere Hallen während der Arbeit. Es ist ersichtlich, daß die Längsbalken an dem Kopfende über den letzten Binder vorgekragt wurden. Abb. 41 ist eine Untersicht der Halle, aus der auch die Betonunterkonstruktion an



Abb. 41.

dem noch nicht vorhandenen Treppenabgang zu den Durchgangstunneln zu entnehmen ist. Die Bauausführung sowie der Entwurf rühren her von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf. Bei den Bahnsteighallen mit einer Stützenreihe ist die Konstruktion der Ausleger und des Daches ähnlich wie bei denen mit zwei Stützenreihen. Meist werden aber die Dachflächen hier nach einwärts fallend angeordnet, um die Abfall-

rohre direkt an den Stützen hinabführen zu können. Abb. 42 zeigt eine verhältnismäßig schmale Halle mit 7,40 m Gesamtbreite. Für die Berechnung auf Winddruck von der einen Seite und Schneebelastung auf der anderen Seite sind die Ständer als aufrechtstehende, in die Fundamentklötze eingespannte Konsolen zu betrachten. Die Ständer stehen im vorliegenden Fall (Bahnhof Rheydt) in Entfernungen von 9 m. Auf dem Grobbetonfundament vermittelt ein Eisenbetonfuß die Übertragung der Kräfte. Entsprechend den Momenten sind die Ständer hier nach unten zu verbreitert. An dem einen Kopf der Bahnsteighalle ist das Dach in der Längsrichtung der Halle 3 m über den Binder vorgekragt. Bei größeren Ausladungen werden die Querschnittsabmessungen der Stützen möglichst in der Längenrichtung der Halle vergrößert, um den freien Ausblick nicht zu sehr zu beeinträchtigen.

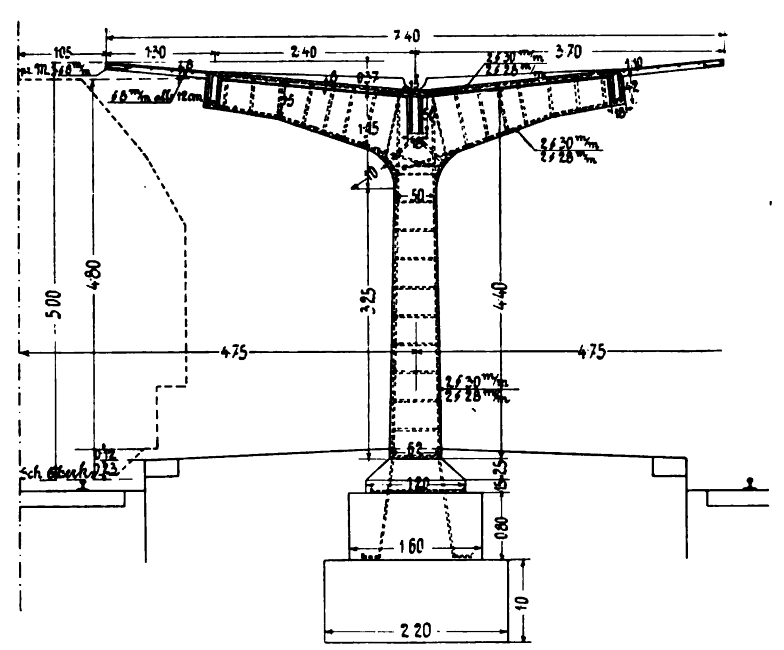


Abb. 42. Querschnitt durch den einstieligen Binder.

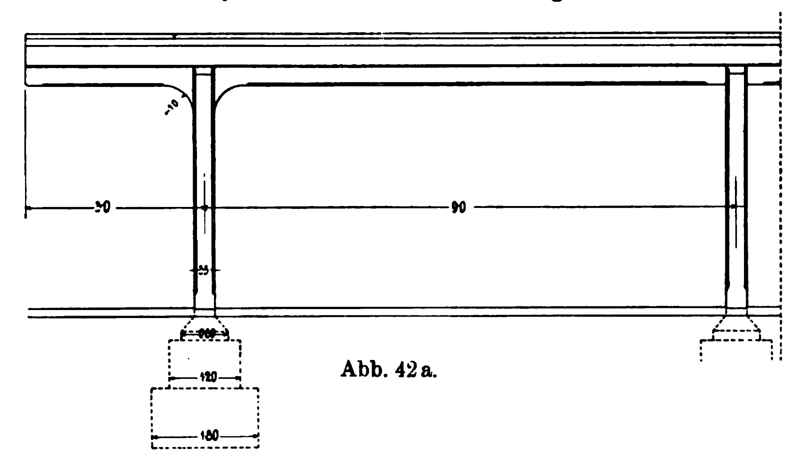


Abb. 42a.

Einen Binder für eine 10 m breite Halle zeigt Abb. 43. Von der Firma Dyckerhoff u. Widmann auf dem neuen Nürnberger Hauptbahnhof hergestellte Hallen dieser Bauart gibt die Aufnahme Abb. 44 wieder.

Eine sehr häufige und ökonomische Überdeckung weit gespannter Hallen ist die mit Bogendächern, deren Schub von eisernen Zugstangen aufgenommen wird; an solchen Hallendächern können ohne Schwierigkeit Schutzdächer ausgekragt werden. Abb. 45 zeigt als Beispiel eine Ausführung in Brühl bei Köln, mit einem einseitigen, 3,95 m weit ausgebauten Schutzdach. Die statischen Verhältnisse werden durch das Kragdach dahin beeinflußt, daß die maximalen positiven Momente in dem Gewölbe vermindert, die negativen vergrößert werden. Für die letzteren kommt die volle Belastung des Kragteils und einseitige Belastung des Gewölbes auf der

Abb. 43.

Abb. 45. Bogendach mit Vorkragung.



Abb. 44. Einstielige Halle, Nürnberg.

entgegengesetzten Seite (also nicht anschließend an das Kragdach) in Betracht. Abb. 46 gibt eine Teilzeichnung mit der Bewehrung des Kragdaches wieder.[1])

Nach dem gleichen Prinzip sind die Dachbinder im Breslauer Schauspielhaus mit

[1]) Näheres über die Berechnung: Deutsche Bauztg. 1907, Nr. 15.

Spannweiten bis 27 m konstruiert (Abb. 67a). Die Kragarme entlasten den Mittelbogen ganz wesentlich, doch wurde bei der Querschnittsbemessung für die Zugstangen dieser Einfluß vernachlässigt.

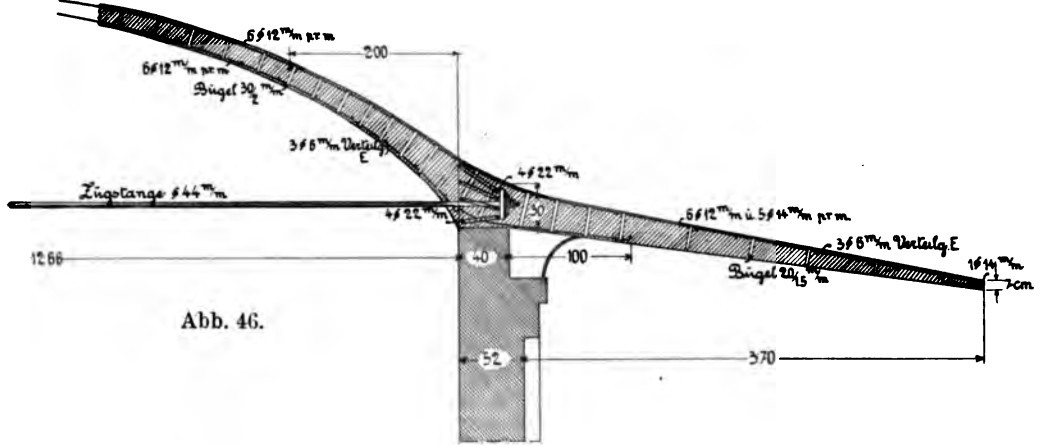


Abb. 46.

In einem Fabrikgebäude in Paris wurde ein solches Kragdach von 10,3 m Spannweite zwischen den Stützen ohne Zugstange unter dem Mittelbogen hergestellt (Abb 99) nach dem System des Eisenbetonunternehmers Bonna.[1])

Gesimse.

In neuerer Zeit werden immer häufiger, besonders aber bei hohen Gebäuden, außerordentlich weit ausladende Gesimse angewendet, und sie würden es noch weit



Abb. 47. Gesimsauskragung.

[1]) P. Christophe, Der Eisenbeton, S. 218; siehe auch Beton u. Eisen 1908, Heft V: Die zweistieligen Hallen de Nürnberger Hauptbahnhofes.

öfter, wenn die Konstruktion weniger Schwierigkeiten böte. Es ist nun naheliegend, bei Anwendung von Eisenbetondecken die Gesimse von der Decke her auszukragen und dadurch kostspielige Verankerungen zu sparen. Meist bildet die vorgebaute Platte nur die Tragkonstruktion, an der in irgend einer Weise die kompliziertere Gesimsunterkonstruktion angehängt wird. Das weit ausladende Kranzgesims eines Bahnhofsgebäudes in Ouchy (Schweiz) wurde von Hennebique mit einer solchen Eisenbetontragkonstruktion ausgestattet (Abb. 47).

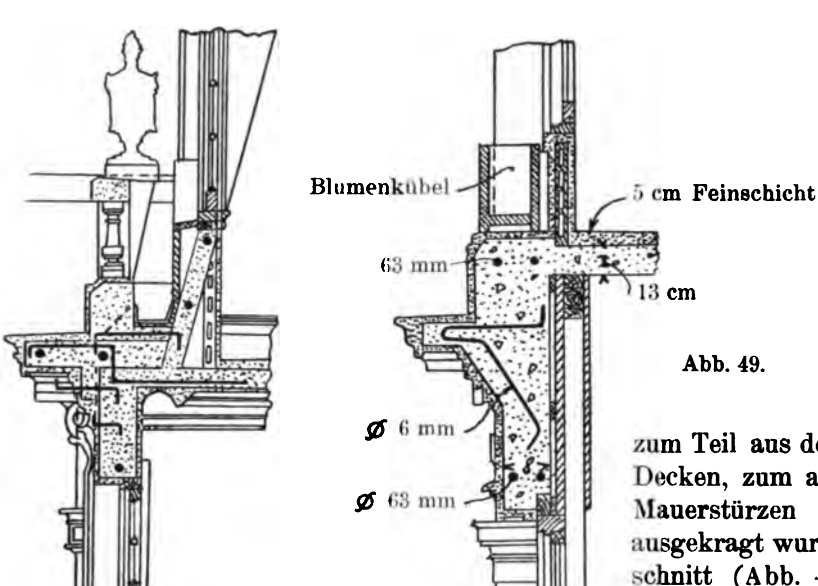


Abb. 48.

Abb. 49.

Ein Kurhaus an der Huntington-Bai auf Long Island, welches unter mannigfacher Anwendung des Eisenbetons gebaut wurde, zeigt verschiedene Gesimskonstruktionen, die zum Teil aus den dahinterliegenden Decken, zum anderen Teil aus den Mauerstürzen der Außenmauern ausgekragt wurden. Der Fassadenschnitt (Abb. 48) zeigt die Konstruktion des Hauptgesimses. Nur die Grundform des Gesimses wurde bereits in der Schalung ausgebildet und gestampft. Die Profile wurden nach der Ausschalung in feiner Mischung 1 : 3 gezogen, nachdem die rauhe Betonoberfläche gereinigt und mit einer Mischung 1 : 1 von sehr feinem Sand und Zement eingerieben war. Der Mörtel 1 : 3 wurde in wenig feuchtem Zustand mit der Kelle angeworfen. Vor Beginn der Stampfarbeit wurden dünne Eisenröhren zwischen den Konsoleisen in die Verschalung eingebracht, um nachher mit Hilfe von Draht die fertig eingebrachten Zementzähne des Zahnschnitts an der Unterseite des Gesimses befestigen zu können. Nachdem dies geschehen war, wurden die Röhrchen ausgegossen. Ähnlich sind die an den Frontstürzen befestigten Gesimse hergestellt (Abb. 49).

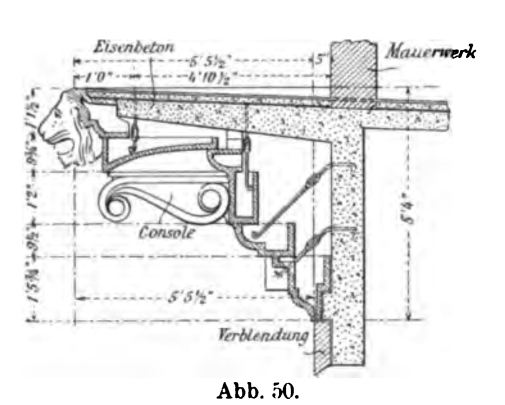


Abb. 50.

Eine amerikanische Ausführung zeigt Abb. 50, das Hauptgesims eines 14stöckigen Gebäudes in Cincinnati. Es besteht aus einer 1,80 m weit vorspringenden Kragplatte und daran angehängten Terrakottakörpern. Abb. 51 gibt die Detailzeichnung eines Gesimses an einem Wiener Wohnhause.

An Gebäuden mit Eisenbetonumfassungswänden wird natürlich auch das massive Gesims unverkleidet in seiner Konstruktion gezeigt, und es sind hiervon bereits

eine Reihe origineller Ausführungen zu verzeichnen, so an dem bereits früher genannten Auswanderer-Hotel in Fiume (Abb. 13 bis 15, S. 245 bis 247). Das Hauptgesimse sowie die Turmüberdachungen haben etwa 1,10 m Ausladung und wirken ohne Behängung mit Terrakotten mit der nötigen Wucht als wichtige Glieder der Außenarchitektur der Gebäude.

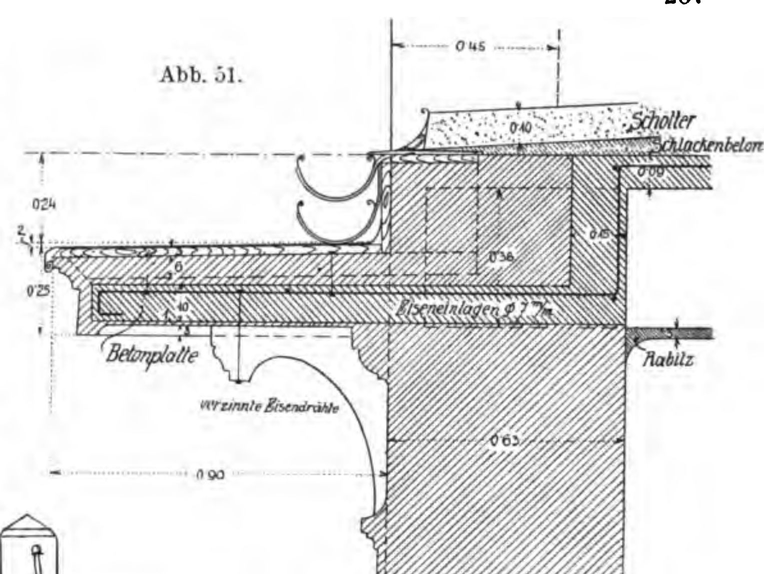


Abb. 51.

a Abb 52. b

Der Rand der Gesimse ist als Wellenlinie geformt, die Ecken sind abgerundet. Die Gesimsplatten sind direkt von dem flachen Dach ausgekragt und finden dort die entsprechende Gegenlast.[1])

An einer neueren Betonufermauer an dem Prinzregentenufer in Nürnberg, zum Abschluß des Hochwassergebiets der Pegnitz, wurde aus besonderen Gründen ein Gesims mit einer Eisenbetonhilfskonstruktion nötig. Der Mauerkopf sollte zum Zwecke der Bepflanzung hohl ausgebildet und mit Humusboden gefüllt werden. Es wurden Eisenbetonbalken von 3,5 m Spannweite auf kleine armierte Pfeilerchen gelegt, um die Last der Bordsteine und

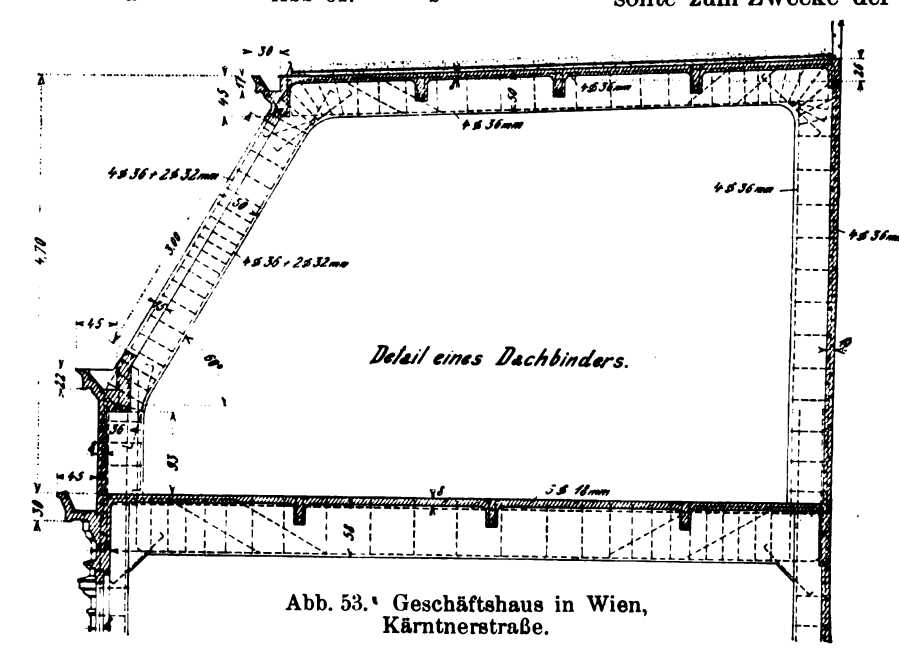


Abb. 53. Geschäftshaus in Wien, Kärntnerstraße.

[1]) Siehe auch Wandelhalle Johannisbad, B. u. E. 1906, Heft V. Tafel X. Ebenso: Druckereigebäude Rohrer, Brünn; Gesimse mit Gesimsbalken unter den Fensteröffnungen, B. u. E. 1907, Heft I, Tafel II.

aufgesetzten Geländer abzufangen und den Erddruck sowie etwaige Pressungen des frierenden Erdreichs unter dem Fußsteig aufzunehmen (Abb. 52). Durch den solcherart freigehaltenen Schlitz können die Wurzeln der Pflanzung in das Erdreich der Hinterfüllung eingreifen. Unter dem Schlitz bildet der kräftige, in einer armierten Platte verankerte Betonwulst die Gesimsbekrönung der Mauer. Die Rückflächen der Konstruktion erhielten einen wasserdichten Putz. Die Firma Dyckerhoff u. Widmann führte die Arbeiten aus.

An einem Geschäftshause in Wien, Kärntnerstraße, wurden die Gesimse gleichzeitig als Kastenrinnen ausgebildet. Abb. 53 gibt einen Querschnitt durch die Mansarde des Gebäudes.

An Gesimsen mit größerer Ausladung und Belastung wird die Tragkonstruktion manchmal mit Konsolrippen ausgestattet. Diese können etwa einen Randbalken tragen als Rinnenabschluß und Tragkonstruktion für die Stirnverkleidung. Von der Firma Ast u. Co. in Wien wurde an dem Zacherlhof daselbst eine schwere Hauptgesimstragkonstruktion (Abb. 54) in solcher Weise hergestellt. Die Konsolen finden ihre Einspannung in der in gleicher Höhe liegenden Geschoßdecke. Die Berechnung erfolgte für eine Belastung von 500 kg für 1 lfd. m. Die Außenstützen, welche das flache Dach tragen, sind gegen die Innenkante der Außenmauer um 28 cm nach einwärts versetzt und zur Übertragung der Last auf die Außenmauer auf starke Konsolen gestützt, derart, daß sie die darunterliegende Decke nicht belasten (Abb. 55). An dem Excelsiorhotel in Rom wurde von der Firma Gabellini u. Co. daselbst ein armiertes Hauptgesims in ähnlicher Art mit Ausladungen bis 1,45 m hergestellt. Abb. 56 ist eine Draufsicht auf die Konstruktion nach der Ausschalung, Abb. 57 eine Druntersicht nach der Fertigstellung.



Abb. 54. Gesims-Tragkonstruktion.

Die Ausbildung eines solchen Gerippes erleichtert die Anhängung des Steinzeuges und vermindert das Eigengewicht; da aber die Arbeit des Einschalens kompliziert und natürlich auch verteuert wird, so wird man nur in besonderen Fällen davon Anwendung machen. Größere Materialersparnis kann durch Anwendung einer durchgehenden Druckplatte an der Unterseite der Konsolen erzielt werden. Das Hauptpostamt in Budapest krönt ein solches Hauptgesimse nach einem Entwurf Prof. Zielinskis mit 1,35 m Ausladung (Abb. 58a bis c). Die 10 cm breiten und an dem Auflager 67 cm hohen Rippen der Hängeplatte haben 1 m Entfernung von-

einander und greifen mit schwalbenschwanzförmigem Ende durch die ganze Breite der Mauer; außerdem liegt an der Mauerinnenseite ein Eisenbetonsturz quer über die Rippenenden, die Last der Attika auffangend, um so das Gegenmoment für die Konsolen zu erzeugen. Durch die untere 7 cm starke Platte zwischen den Rippen und die gleichfalls massive Stirn des Gesimses entstehen vor der Mauer Kassetten, die oben mit 5 cm starken, in einen Falz verlegten fertigen Zementplatten überdeckt wurden. Die falschen Tragsteine und die übrigen Teile der Gesimsunterkonstruktion sind an die Rippen angehängt. Die Hauptarmierung der Rippen bildet 1 R.-E. 25 mm an Zug- und Druckseite, durchgehend bis an die Rückseite der Mauer, wo die Enden sich übergreifen.

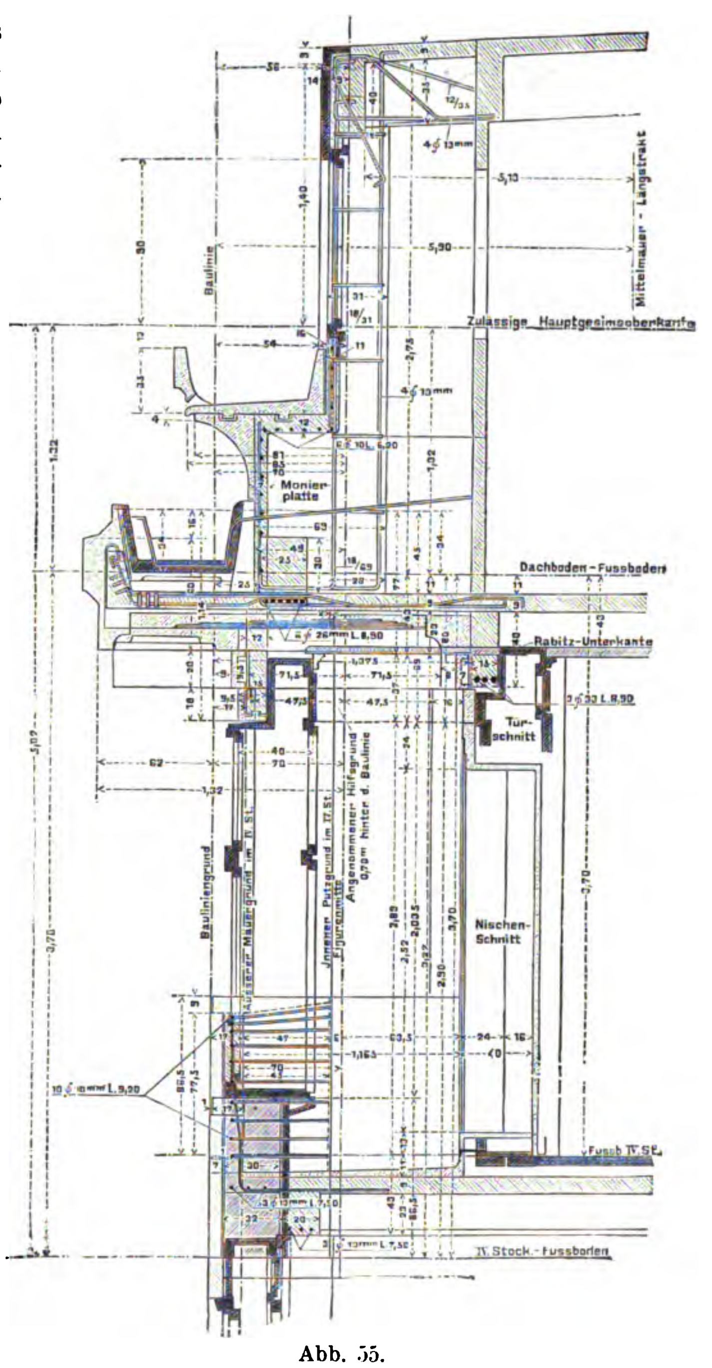


Abb. 55.

Eisenbetongesimse sind ein mindestens gleichwertiger Ersatz der Ziegel- und Terrakottagesimse und zweifellos geeignet, die in schwachem Mauerwerk mangelhaft verankerten eisernen Gesimstragkonstruktionen, welche in Wien und anderwärts wiederholt zu Unfällen Veranlassung gaben, zu verdrängen.

An dieser Stelle wäre auch die Konstruktion von Tragsteinen in Eisenbeton zu erwähnen. Abb. 59a und b zeigt eine solche Konstruktion an dem Pensylvaniagymnasium (Amerika). Die Tragsteine haben am Auflager etwa 80 cm Höhe und 20 cm Breite und sind oben und unten mit je 2 R.-E. 29 mm armiert. Die Eisen der Zugseite bilden die Verlängerung der gebogenen Eisen aus den Deckenbalken. Da sie beim Übergang in die Konsole etwa 30 cm nach aufwärts gebogen werden mußten, so wurden an den beiden so entstehenden Knickstellen Eisensplinte quer gelegt und dort, wo es nötig war, wurden auch diese Splinte ihrerseits verankert.



Abb. 56. Hauptgesimskonstruktion.



Abb. 57. Blick unter das Gesimse.

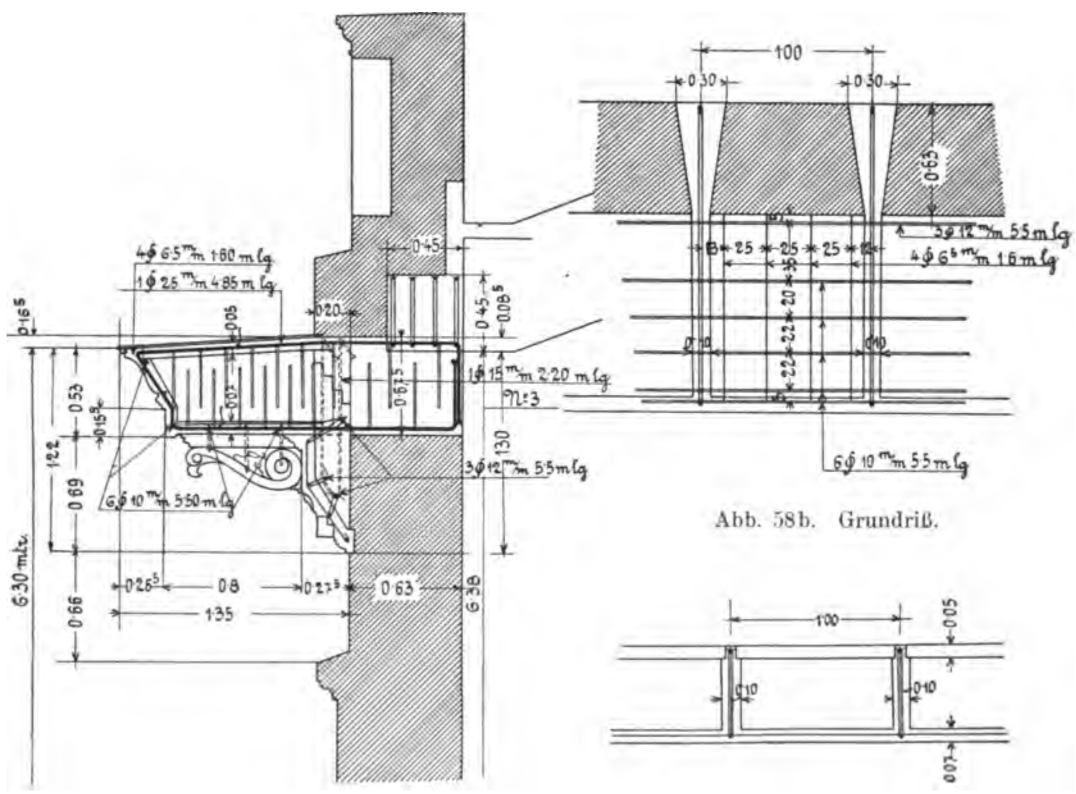


Abb. 58b. Grundriß.

Abb. 58a. Hauptgesims-Querschnitt.

Abb. 58c. Längenschnitt.

Diese Anordnungen dienen zur Verteilung der an den Knickstellen frei werdenden Druckkomponenten auf den Beton.

Nicht minder häufig als die Balkon- und Gesimskonstruktionen und andere Kragbauten an den Außenseiten der Hochbauten sind ähnliche Ausführungen im Inneren der Gebäude notwendig. So findet man häufig freitragende Treppen und Podeste als Mauerwerkskonsolen ausgebildet, Wendeltreppen, deren Stufen aus dem Mittelpfeiler (Mönch) ausgekragt sind und an ihrem Rande die Umfassungswände tragen, andere Konsolbauten, welche Oberlichter oder Laternenaufsätze tragen, schließlich die verschiedenen Galeriebauten und Innenbalkone u. a. Soweit diese Konstruktionen nicht bereits in andere Kapitel gehören, sollen sie hier eingehender besprochen werden.

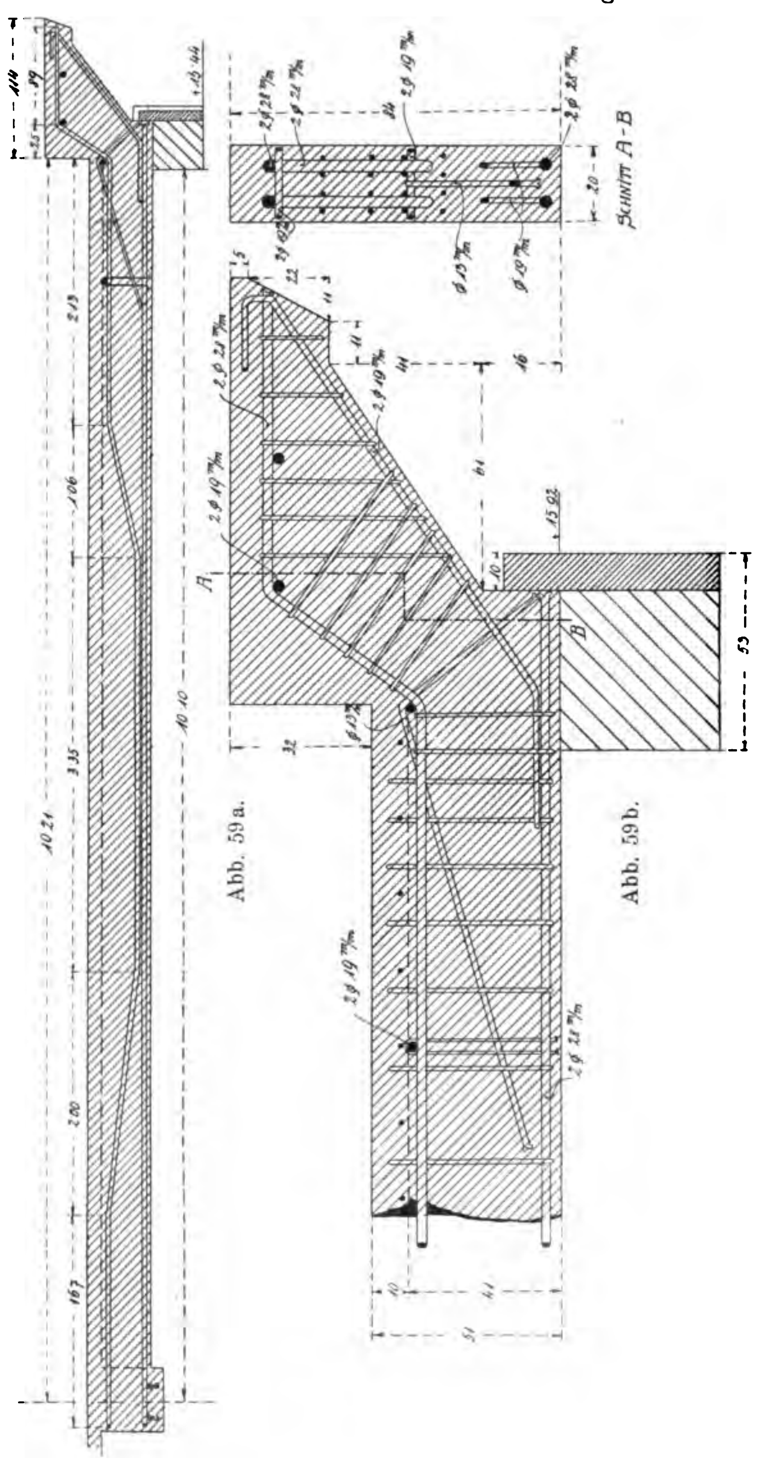


Abb. 59a.

Abb. 59b.

Galerien für Theater- und Saalbauten.

Im Theaterbau hat sich der Eisenbeton bereits durchgesetzt, dank mannigfachen Vorteilen, die seine Anwendung bietet. Hierbei kommt natürlich in erster Linie seine Feuersicherheit ins Treffen. Aber von fast gleicher Wichtigkeit ist es, daß man die Galerien weit vorkragen kann, so daß die weit zurückgestellten oder vollständig beseitigten Säulen den Ausblick nicht behindern. Hier ist denn auch eine Reihe ebenso schöner als kühn konstruierter Bauten zu verzeichnen. Ausführungen, die geeignet sind, die Anwendung, vielleicht die Alleinherrschaft der Bauweise auf diesem Gebiete mächtig zu fördern.



Abb. 60. Festsaal in Lille.

a) Einfache Kragplatten. Können Säulen unter den Galerien angebracht werden, was die Konstruktion jedenfalls verbilligt, so werden Längsbalken von Säule zu Säule gelegt und der Galerieboden als einfache Kragplatte darüber vorgebaut, wie etwa in dem Festsaal der „Union“ in Lille (Abb. 60). Die Randbalken folgen nicht der Hufeisenform der Galeriebrüstung, sondern bilden die Seiten eines Quadrates von 13 m Seitenlänge mit abgeschrägten Ecken. Die Balken wurden sichtbar belassen, nur mit Stoff verkleidet. Die Konstruktion bietet nichts Neues. Ähnliche Anordnung zeigt das Theater (Abb. 61) in Avilés (Spanien). Der Saal in Lille wurde von einem Konzessionär Hennebiques, das letztgenannte Theater von dem spanischen Unternehmer Ingenieur Ribera gebaut. Mit einfachen Kragplatten werden Ausladungen bis zu 1,5, höchstens 2 m leicht bewältigt; darüber hinaus ist ihre Anwendung nicht ökonomisch.



Abb. 61. Theater in Avilés (Spanien).

Besondere Fälle können jedoch den Konstrukteur veranlassen, weit größere Ausladungen mit einfachen Kragplatten zu bewältigen. Es soll hier die Festhalle in Landau erwähnt werden, deren Eisenbetonarbeiten durch Wayss u. Freytag, Neustadt a. d. H. hergestellt wurden (Abb.

62a bis e).[1]) Die Platte hat eine größte Ausladung von 3,4 m und eine Stärke von 30 cm am Auflager. Die statischen Verhältnisse für Vollbelastung der Kragplatte und gleichzeitige Entlastung der Korridordecke dahinter, ferner bei Annahme einer gewissen Einspannung bei A zeigt die graphische Darstellung des Momentenverlaufs Abb. 62d und e. Der auch auf Ver-

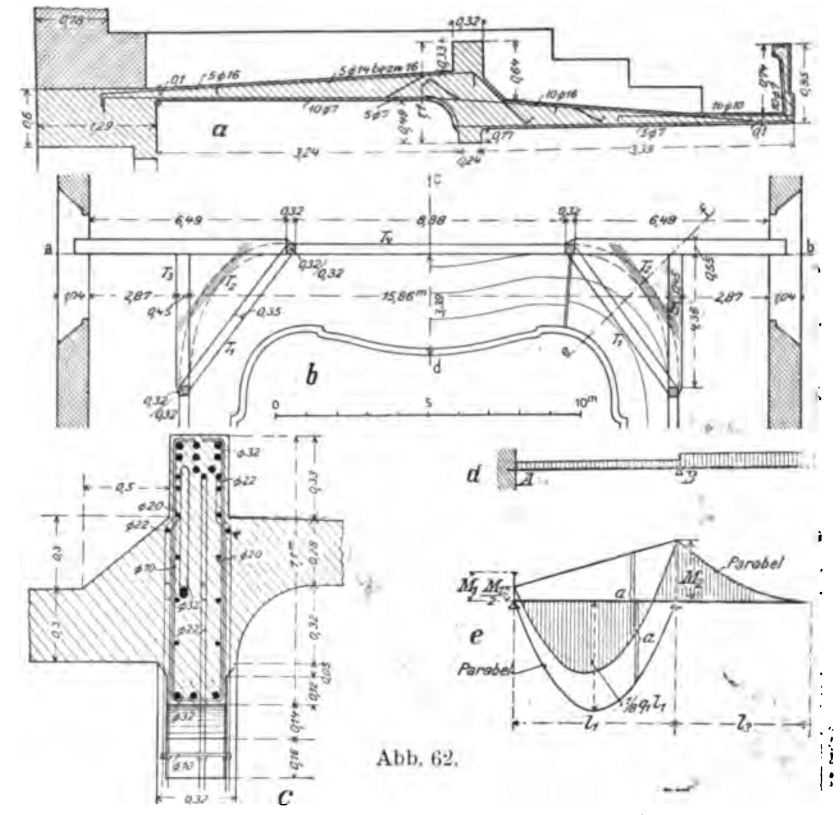


Abb. 62.

[1]) Näheres siehe Deutsche Bauztg. 1908 Nr. 53.

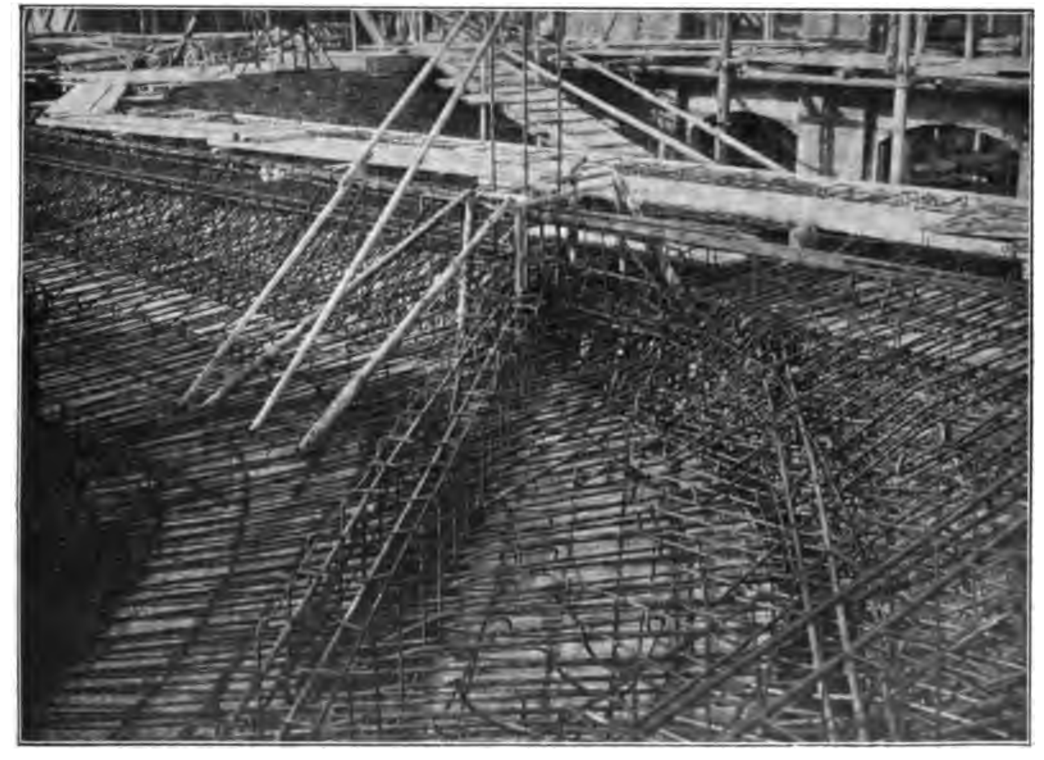


Abb. 63.

drehung in Anspruch genommene Balken T_4 wurde entsprechend sorgfältig bewehrt (Abb. 62b und c). Die übereck gelegten Balken T_1 und T_2 wurden über oder unter die Platte verlegt, entsprechend den Wünschen des Architekten (Abb. 62b). Die gekrümmten Balken, welche die Untersicht des Balkons zeigen sollten, wurden nur angehängt, da sie nicht als tragende Balken verwertet werden konnten (Grundriß 62a). In der Bauaufnahme (Abb. 63) ist die komplizierte und doch sorgfältige Bewehrung zu beachten.



Abb. 64. Saalbau in Jekaterinoslaw (Rußland).

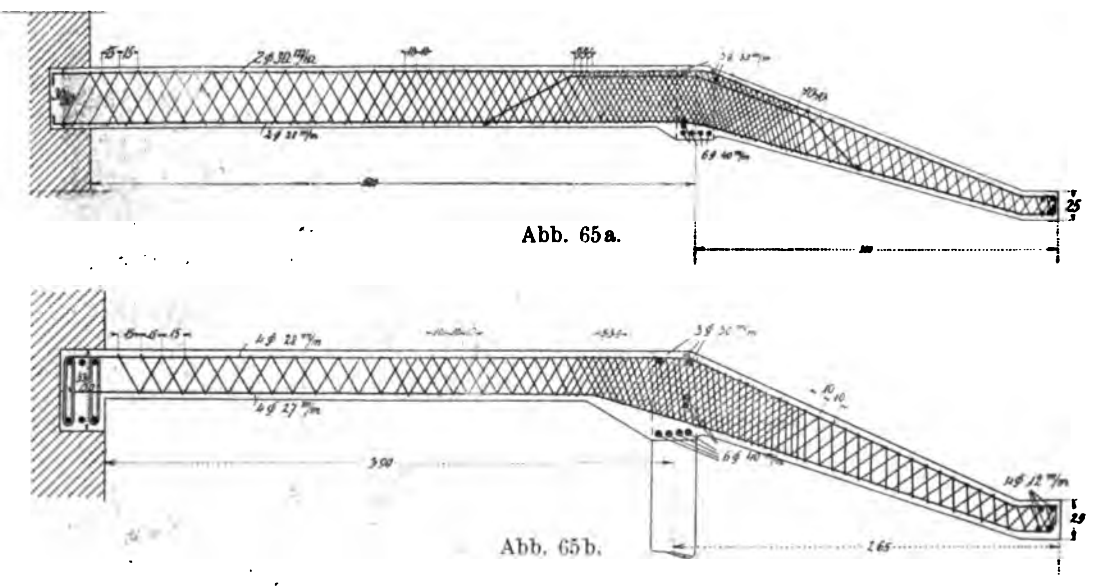


Abb. 65a.

Abb. 65b.

b) Rippenkonsolen. Sind größere Ausladungen der Galerien über die Stützen verlangt, so geht man zu Konstruktionen mit Rippenkonsolen über, die entweder Druckeisen an der Unterkante oder statt dessen Druckplatten erhalten, die gleichzeitig die Untersicht der Galerieböden bilden können.

Wenn die Galerieböden horizontal liegen, so bietet die Ausbildung der Rippen keine Schwierigkeiten Ein Beispiel gibt Abb. 64, ein Saalbau in Jekaterinoslaw

(Rußland). Meist aber fallen die Balkone gegen den Zuschauerraum steil ab wie bei dem Kursaal in Lille, dessen Eisenbetonkonstruktionen nach dem System Boullanger u. Schuhl ausgeführt wurden und in anderer Hinsicht weiter unten noch einmal erwähnt werden. Die Konsolen sind abwechselnd auf Säulen und auf den diese verbindenden gebogenen Balken aufgelegt. Abb. 65a u. b zeigt Detailzeichnungen solcher Konsolen, die infolge der starken Neigung nach abwärts durch die vertikal angreifende Belastung nicht nur auf Biegung sondern auf schiefen Zug beansprucht werden und dementsprechend zu berechnen sind. In Abb. 66 ist die vertikale Last Q in zwei Komponenten zerlegt, deren eine, in der Richtung der Längenachse des

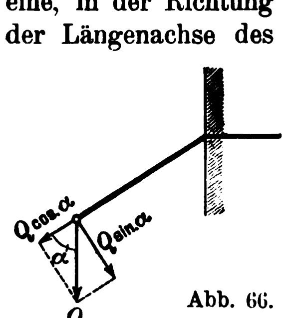


Abb. 66.

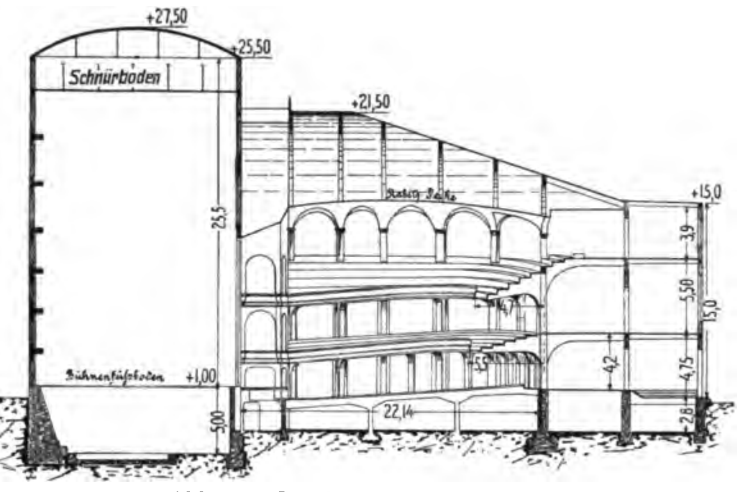


Abb. 67. Breslauer Schauspielhaus.

Konstruktionsteils wirkend, diesen auf zentrischen Zug beansprucht, während die zweite, normal auf diese Achse gerichtet, Biegung erzeugt. Es ergeben sich dann die Randspannungen $\sigma_{1,2} = \frac{Q \cos \alpha}{f} \pm \frac{M}{J_u} h_{1,2}$.[1]) Für den kombinierten Eisenbetonquerschnitt ist die Formel in bekannter Weise umzugestalten. Bei dem hier angewendeten Konstruktionssystem sind die Bügel spiralartig über die tragenden Eisen gewickelt, in diesem besonderen Fall zweifellos mit gutem Grund, denn eine Umschnürung an der Knickstelle des Balkens ist notwendig. Die Maschen der Bügel verengen sich nach dieser Stelle hin, die hier gleichzeitig die maximalen Schubspannungen aufweist. Die Deckenbalken in der Verlängerung der Konsolen sind in Berücksichtigung der auftretenden negativen Momente auch an der Oberseite entsprechend armiert, und an dem Auflager der Konsolen sind oben, soweit nötig, kürzere Eisen zugelegt, die beiderseits in die Druckzone hinabgreifen und dort an die unteren Eiseneinlagen hakenartig angehängt sind. Die größte Ausladung in dem Saale beträgt 3,20 m.[2])

Im Jahre 1905/06 baute die „Lolat-Eisenbeton"-Gesellschaft das neue Schauspielhaus in Breslau, ein Theater mit 1800 Sitzplätzen. Der eigentliche Zuschauerraum ist im Parterre und im I. Rang frei von Säulen und Stützen, obwohl die Ausladung der einzelnen Galerien bis zu 5,5 m beträgt; auch hier sind die Rippen (Abb. 67 bis 67c), ähnlich wie in Lille, ohne Druckplatten und mit bedeutender Konstruktionshöhe an den Einspannstellen gebaut und finden ihr Gegengewicht in den Decken der rings

[1]) J_u bedeutet das ideale Trägheitsmoment in bezug auf die Schwerpunktsachse, h_1 und h_2 den Abstand der Querschnittsränder von dieser Schwerpunktsachse.

[2]) Eine ähnliche Anlage mit Ausladungen bis 4,25 m zeigt das von der Firma Wayss u. Co. gebaute Theater in Gablonz: Eisenbetonbau von K. Rößle, Sammlung Göschen, S. 127. Ferner Orpheum-Theater in Bochum, von C. Brandt, Düsseldorf ausgeführt. D. Bauztg. 08, Nr. 52.

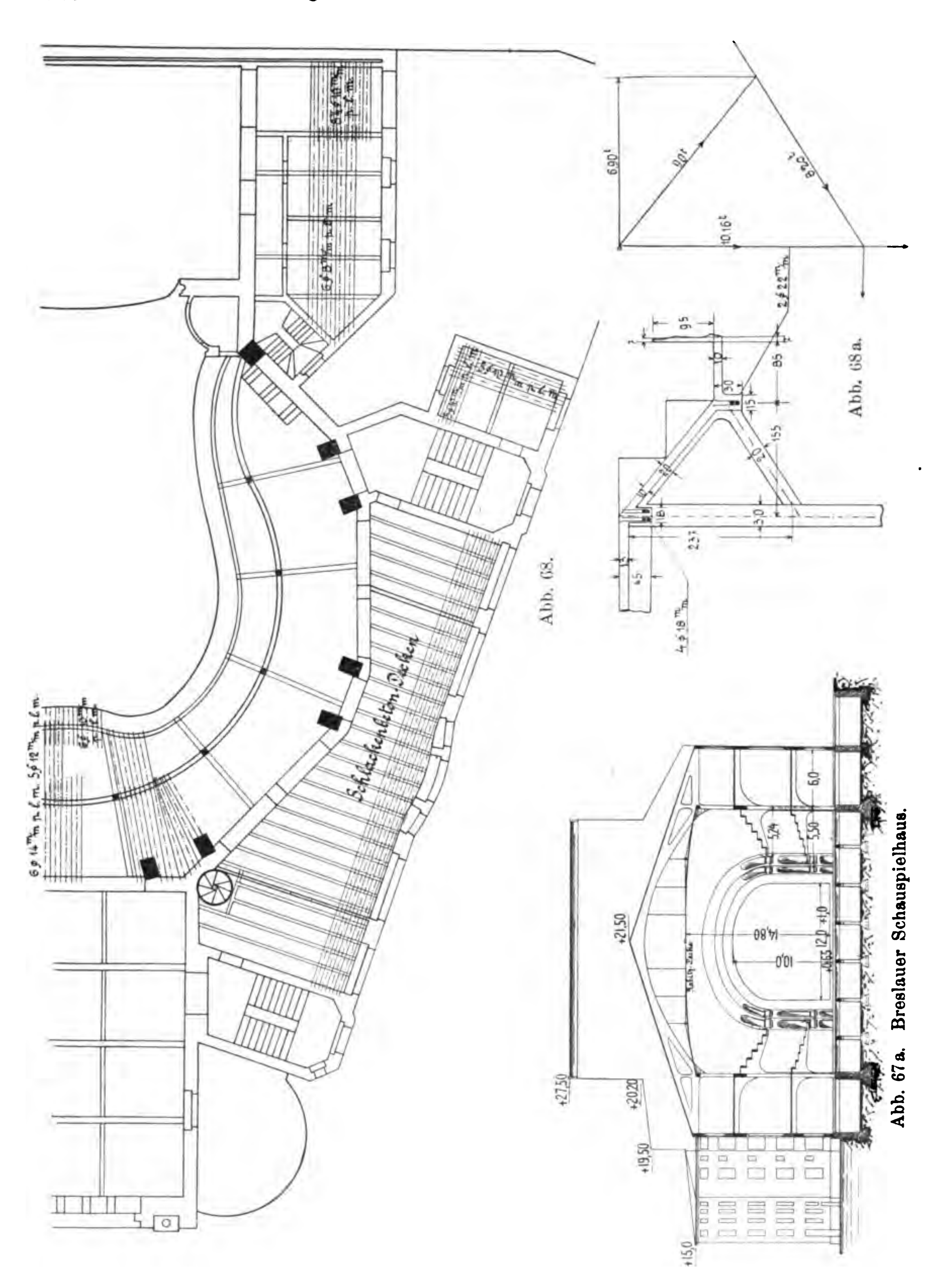


Abb. 68.

Abb. 68a.

Abb. 67a. Breslauer Schauspielhaus.

um den Zuschauerraum laufenden 6 m breiten Wandelhallen. Die mit Rabitz verkleideten Rippen dieser Decken bilden die Verlängerung der radial gestellten Konsolen des Zuschauerraums und finden mit diesen ein gemeinsames Auflager auf den Eisenbetonstützen der Trennungswand. Zur Aufnahme der von den Konsolen übertragenen negativen Momente mußten diese Rippen an dem erwähnten Auflager einen bedeutend erhöhten Querschnitt erhalten und wurden deshalb in Form von Viertelkreisen dahin ausgerundet. Dadurch konnten auch größere Biegungsmomente in den Stützen vermieden werden. An dem äußeren Ende greifen die Rippen in die Eisenbetonstürze ein, welche die Außenmauern geschoßweise abfangen, und durch diese Gegenbelastung erst wird die verlangte Standsicherheit der Konsolen gewährleistet; denn bei Vollbelastung der Konsolen und unbelasteter Decke der Wandelhalle ergibt sich in den Außenmauern (Abb. 67a) ein aufwärts gerichteter Auflagerdruck. Abb. 67b, c zeigt die Eisenbetonkonstruktionen des Zuschauerraumes nach der Ausschalung. Im Bühnenhaus (Abb. 67) wurden Konsolen als in die Mauerstürze und Stützen eingespannte Freiträger konstruiert.



Abb. 69a. Breslauer Schauspielhaus.

Es ist natürlich auch im Eisenbetonbau möglich und anwendbar, die Konsolen in Zug- und Druckgurt aufzulösen, ähnlich wie bei der Holz- und Eisenbauweise. Der Balkon Abb. 68 springt bis 2,45 m über die Stützen vor und senkt sich gleichzeitig in zwei hohen Stufen 1,30 m gegen den Innenraum. Die in Zug- und Druckgurt geteilten Konsolen tragen an dem äußeren Knotenpunkt 1,55 m vor den Stützen den gebogenen Balken 6, von dem sich die (das massive Geländer tragende) Kragplatte vorstreckt. Aus der Abb. 68a ergibt sich in der Druckstrebe eine Kraft von 8,2 t, oder ein horizontaler Schub von 6,9 t gegen die Stütze, die durch diese Einzellast auf Biegung beansprucht wird.

Obwohl der Konstrukteur auf die architektonische Ausbildung seiner Trag-



Abb. 67c. Breslauer Schauspielhaus.

gebilde infolge der heute üblichen strengen Arbeitsteilung selten Einfluß nehmen kann, so sollte er es doch nie unterlassen, sich dafür zu interessieren. Bei der Ausbildung der Rippenkonsolen für Theater- und Saalbauten ist er es, der dem Architekten die rohe Form übergibt, und wenn er dem statischen Gedanken eine gefällige Form gefunden hat, so wird das den Architekten manch-



Abb. 69. Orgeltribüne.



Abb. 70. Hallenschwimmbad in Freiburg i. Br.

mal veranlassen, diesen Gedanken nicht zu unterdrücken, sondern hervorzuheben. Meist werden die Rippen auch heute noch, ähnlich wie bei den Eisenkonstruktionen, mit einer glatten Rabitzverkleidung an der Unterseite, dem Auge entrückt, was mit der besseren Akustik des Saales kaum begründet werden kann, weil eine Anzahl Ausführungen anderer Art mit günstiger akustischer Wirkung vorhanden sind und gerade die Beschaffenheit der Eisenbetonkonstruktion diese Wirkung fördert. Manchmal werden die Konsolen hausteinartig ausgebildet, wie in Abb. 69 die Orgeltribüne einer französischen Kirche[1]) oder Abb. 70 aus einem Hallenschwimmbad in Freiburg i. Br. Die Ornamente und Bildhauerarbeiten können auf die rauhe Betonfläche in Terranova augetragen werden.

Bereits im Jahre 1900 wurden nach dem Entwurfe des Ingenieurs de Mollins die vortrefflichen Eisenbetonkonstruktionen des neuen Stadttheaters in Bern ausgeführt in Hennebiques Bauweise. Die tragenden Eisenbetonsäulen sind nur im letzten Range sichtbar (Abb. 71), während sie in den anderen Rängen in den Umfassungswänden liegen. Das Traggerippe



Abb. 71. Stadttheater Bern.

[1]) Siehe auch Evangelisches Vereinshaus in Düsseldorf, Beton u. Eisen 1907, Heft III; Volksbad in Colmar i. E., Beton u. Eisen 1906, Heft I.

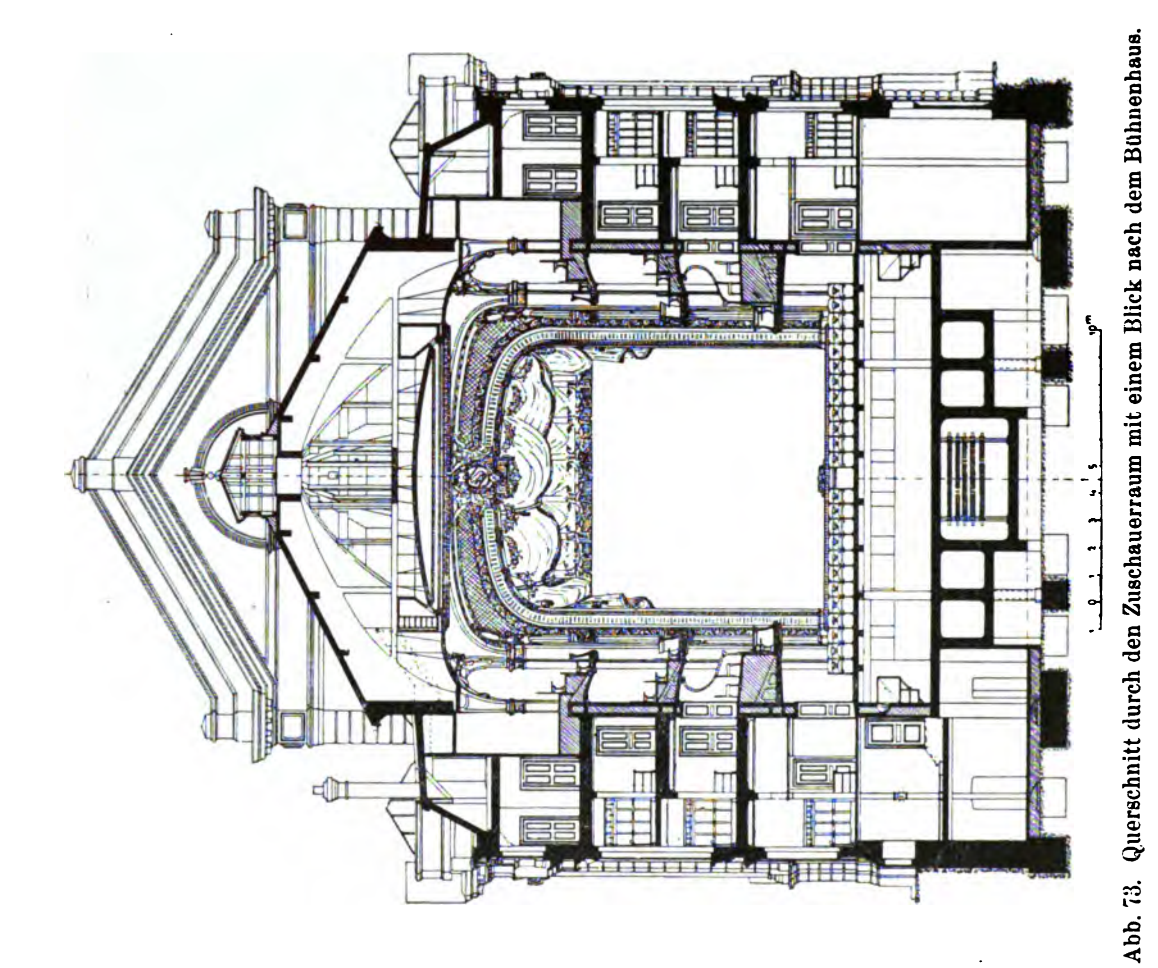


Abb. 73. Querschnitt durch den Zuschauerraum mit einem Blick nach dem Bühnenhaus.

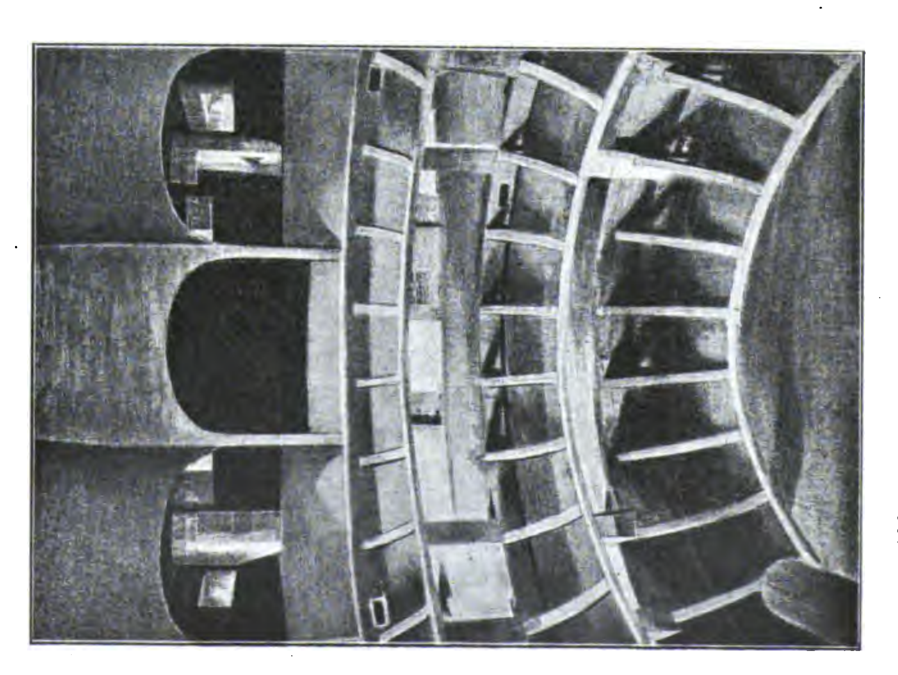


Abb. 72. Traggerippe der Galerien.

Abb. 72 und 73. Stadttheater Bern.

der Galerien ist in Abb. 72 zu überblicken. Diese Galerien treten etwa 2,8 m in den Zuschauerraum vor; die durchbrochenen Konsolen haben 1,6 m Abstand voneinander und Druckplatten an der Unterseite, welche die glatte Untersicht bilden und durch einen Hohlraum von dem stufenartig aufgebauten Galeriefußboden getrennt sind. Wie Abb. 73 zeigt, ist auf solche Weise das Traggerippe verborgen. Die Stützen in den Wänden liegen 4 m auseinander, und die Konsolen legen sich auf die gebogenen Stürze zwischen den Stützen (Abb. 74). Aus Schnitt 2 dieser Abbildung ist der kastenförmige Querschnitt der Stürze ersichtlich. Die gebogenen Balken erhalten neben den Biegungsmomenten bedeutende Torsionsmomente, von denen weiter unten einiges gesagt werden soll. Die bei dem Berner Theater angewandte Galeriekonstruktion ließe sich für ein Theater mit Logenrängen derart abändern, daß die nach oben vorspringenden Konsolrippen gleichzeitig die Logenabteilwände bildeten

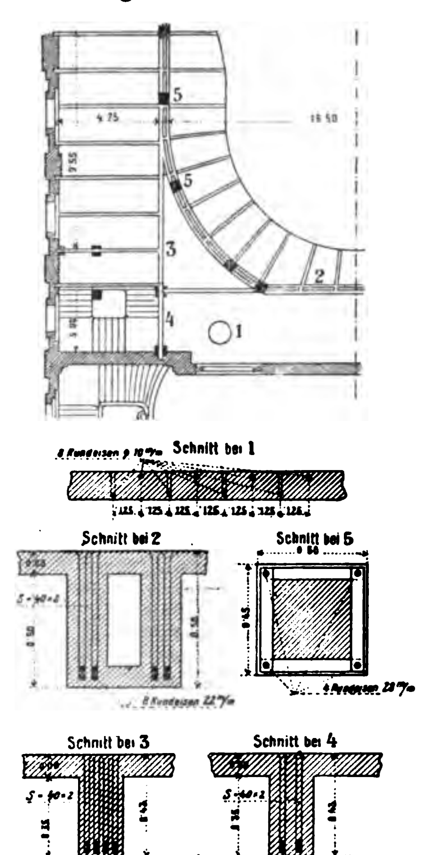
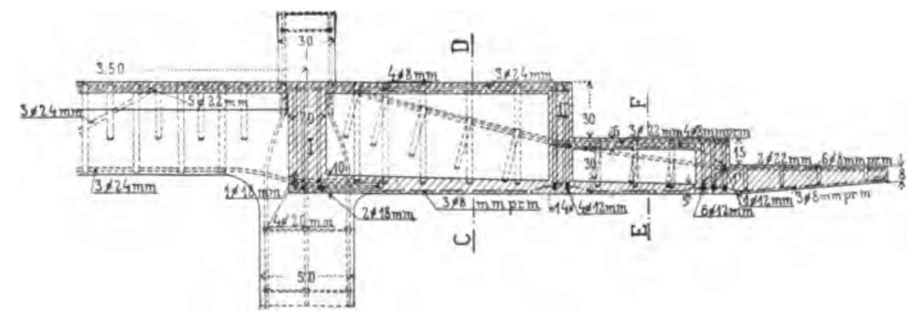


Abb. 74. Stadttheater Bern. Details zum Grundriß des zweiten Ranges.

Ebenfalls mit Druckplatten an den Rippen wurde in weiterer Ausbildung dieses Konstruktionsprinzips im Jahre 1905 die Empore der evangelischen Kirche in Oberhausen mit 3 bis 4 m freier Ausladung gebaut. Die Teilzeichnung einer Rippe gibt Abb. 75 Aus den Erläuterungen des Verfassers in Beton u. Eisen 1906, Heft VII sollen hier einige Sätze wiederholt werden: „Von den drei Stufen der Empore bildet die unterste eine einfache Plattenkonsele; die Auftrittplatten der beiden anderen Stufen legen sich auf Längsbalken, die ihrerseits in die Konsolbalken eingespannt sind. Die Druckplatte an der Unterseite dieser Konsolbalken preßt in horizontaler Richtung gegen den Sturz I, der, mit II zu einem biegungssteifen Rahmen verbunden, die horizontalen Kräfte aufzunehmen und auf die Deckenbalken sowie auf die Stützen zu übertragen hat.“ Die


Abb. 75. Empore der evangelischen Kirche in Oberhausen.

gleiche Konstruktion wurde bei dem im Jahre 1906/07 gebauten Theater in Markirch durch Herrn Brugère für 4,30 m Ausladung angewendet.



Abb. 76. Kasino in Morges (Schweiz).

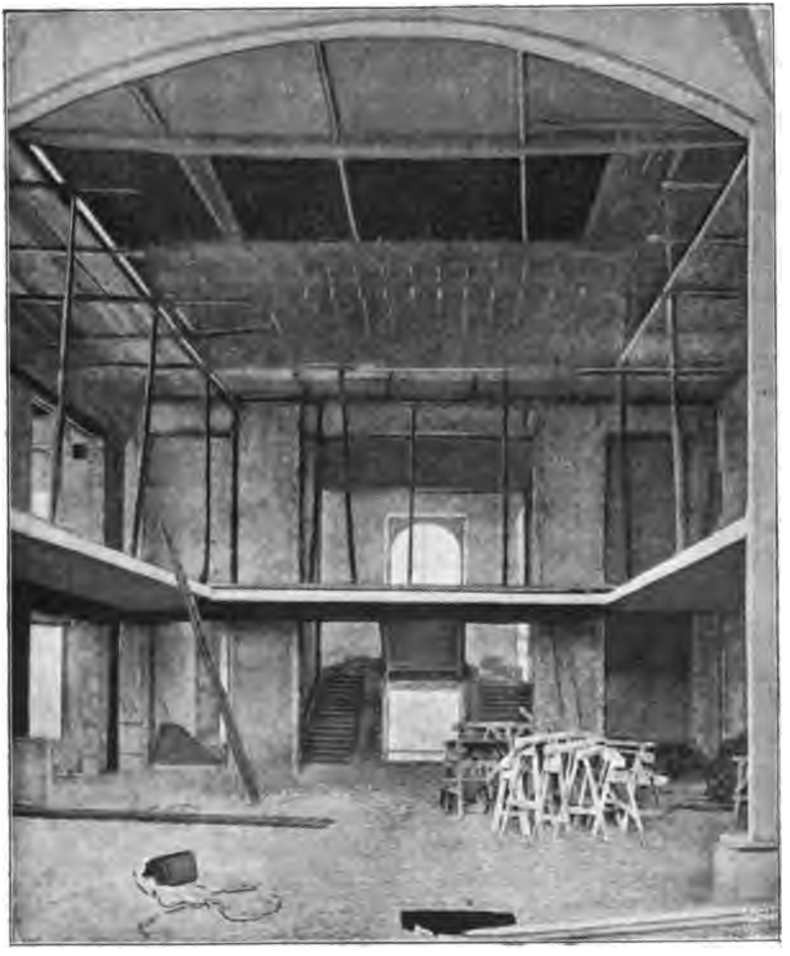


Abb. 77. Mauerwerkskonsolen.

Wenn ein Saalbau vollkommen freisteht, ohne umschließende Wandelgänge oder sonstige Nebenräume, so wird die Konstruktion deshalb schwieriger, weil die zur Herstellung der Stabilität sonst ausreichenden Gegengewichte hinter den Umfassungswänden fehlen. Es müssen dann sogenannte Freiträger (Mauerwerkskonsolen) ausgebildet werden, bei denen Gewicht und Stärke der Umfassungsmauer zur Herstellung der Stabilität genügen, oder man hilft sich mit Scheinkonsolen.

c) Mauerwerkskonsolen. Das Kasino in Morges (Schweiz) hat Galerien mit 2,85 m Ausladung ohne Stützpunkte im Saal (Abb. 76). Die Kragplatten sind aber in einer in den Umfassungsmauern liegenden, durchlaufenden Schwelle eingespannt, die ihrerseits die Last der Mauern auffängt. In der großen Öffnung der Stirnwand des Saales wird auch ein Treppenarm als Gegenlast

herangezogen (Abb. 77). Eine ähnliche, von der Firma Wayss u. Freytag ausgeführte Konstruktion ist der Saalbau in Pfersee (Abb. 78). (Mörsch: Der Eisenbetonbau,



Abb. 79. Heidelberger Hallenschwimmbad.

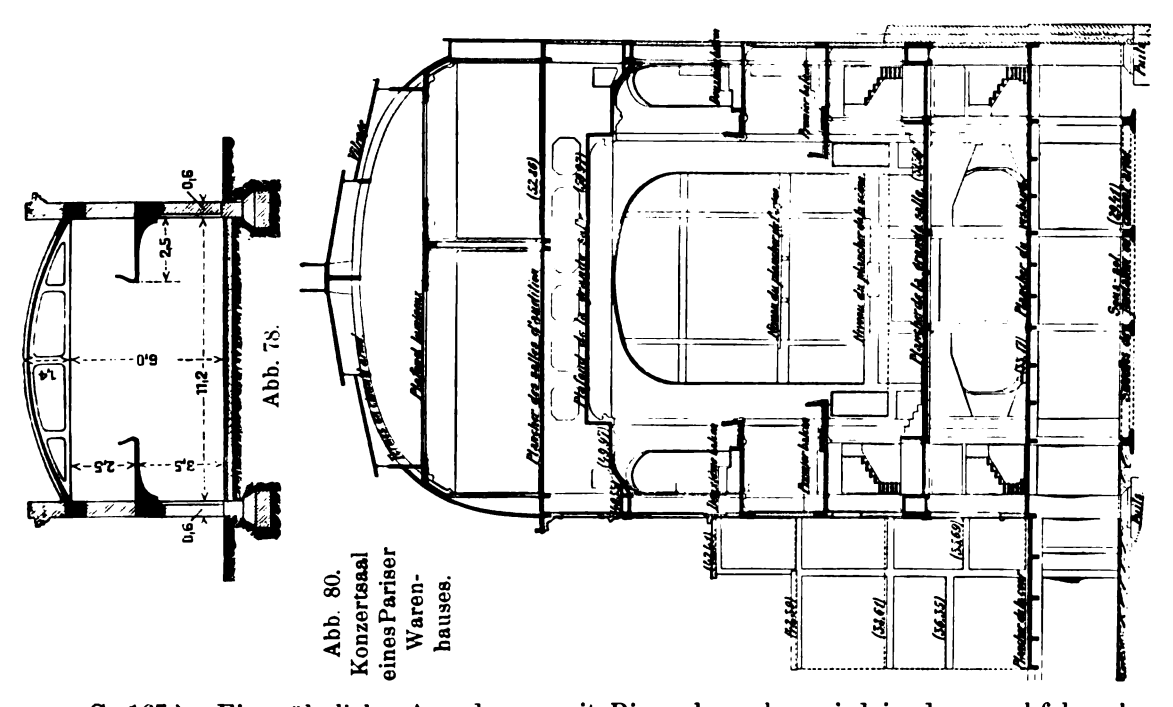


Abb. 78.

Abb. 80. Konzertsaal eines Pariser Warenhauses.

S. 167.) Eine ähnliche Anordnung mit Rippenkonsolen wird in dem nachfolgenden Rechnungsbeispiel (S. 294) und in Abb. 79 aus dem Heidelberger Hallenschwimmbad vorgeführt. Meist aber werden die Konsolrippen aus durchgehenden Eisenbetonstützen

vorgekragt. Abb. 80 ist der Querschnitt eines Konzertsaals in einem Pariser Warenhaus, das die Firma E. Coignet baute. Es ist ein Eisenbetonfachwerkbau, in dessen schwer belastete Außenstützen in 3,27 m Entfernung die Konsolen eingespannt sind. Die Stützen sind 95 cm breit, entsprechend den zu bewältigenden Biegungsmomenten mit einer Verstärkung an der Seite der größeren Drücke angelegt. Der zweite Balkon ist nahezu 4 m breit, und seine Konsolen haben 1,90 m Ausladung und eine 10 cm starke Druckplatte, welche die ebene Untersicht bildet; an dem Kopfende der Konsolen liegt ein nach oben vorspringender Längsbalken, von dem eine Konsolplatte mit massivem Geländer 1,15 m weiter vorkragt. Die Armierung und Einspannung in die Stützen ist in Abb. 81 dargestellt. Die Ausbildung solcher Rippenkonsolen mit Mauerstützen zeigt eine Galerie von 3 m Ausladung im Café Riche in Lüttich (Abb. 82).

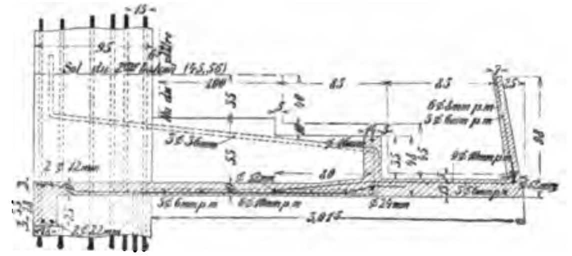


Abb. 81.

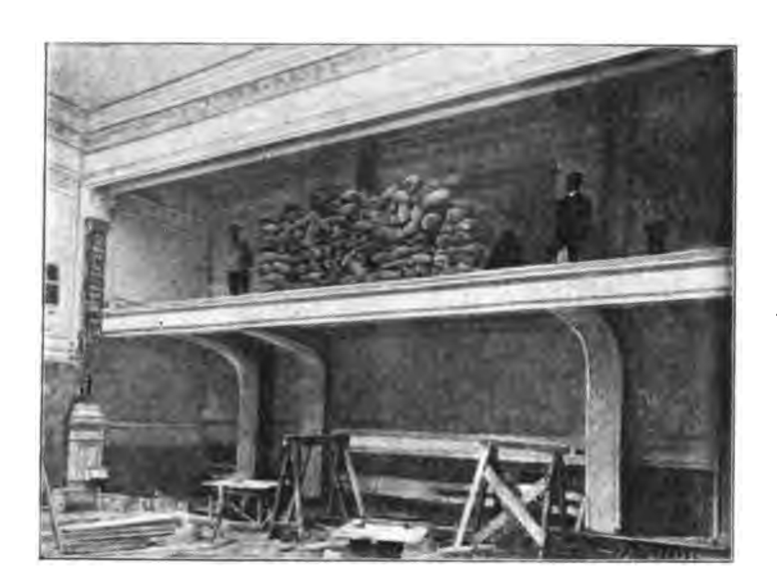


Abb. 82. Auskragung aus Stützen.

Eine kreuzweise armierte Kragplatte, wobei die Einspannung in der dahinterliegenden Decke und die in den Außenmauern kombiniert werden mußte, findet sich im Kolosseumtheater in Pforzheim. (Beton u. Eisen 1905, Heft IX, von Ingenieur Gottschalk.) Es wurde dort eine Ausladung von 4,5 m mit einer verhältnismäßig schwachen Platte bewältigt.

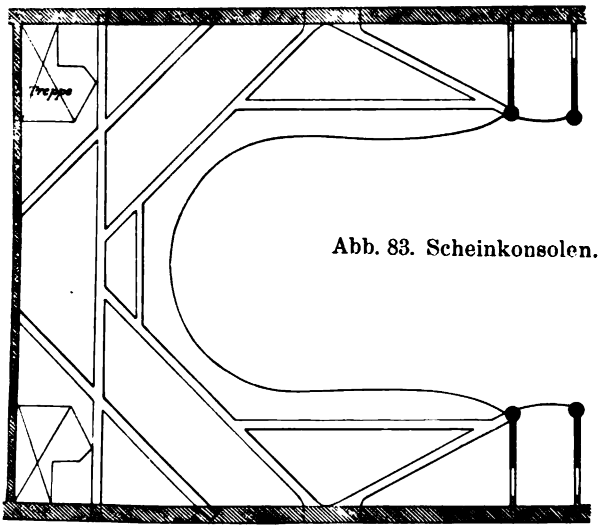


Abb. 83. Scheinkonsolen.

d) Scheinkonsolen. Die Mauerwerkskonsolen haben den Nachteil, daß ihre Sicherheit nicht allein von der Beschaffenheit der tragenden Teile, sondern ebensosehr von den Auflasten bezw. Verankerungen in dem Mauerwerk abhängig ist. Würden die belastenden Mauerteile bei einem etwaigen Umbau auch

nur teilweise beseitigt, so wäre die Sicherheit des ganzen Gebäudes gefährdet. Auch kann die Anwendung der Freiträger schon dadurch behindert sein, daß über den Einspannstellen keine ausreichende Überlastung vorhanden ist, oder daß Öffnungen für Treppen u. dergl. längs der Mauern die Einspannung unmöglich machen. Diese Gründe waren maßgebend für die Herren Rouverol u. Teissier, welche im Jahre 1901 das Eldorado in Montpellier bauten. Der Grundriß (Abb. 83) zeigt nun, wie durch ein System sich kreuzender, übereck gelegter Balken die hufeisenförmige Galerie des Saales mit einer scheinbar ganz kolossalen Ausladung (Abb. 84) getragen wird. Konsolrippen sind vermieden, und die Umfassungsmauern erhalten nur lotrechte, abwärts gerichtete Auflagerdrücke. Der Zuschauerraum ist frei von Säulen, und da man von Gegenlasten unabhängig ist, kann die Ausladung beliebig groß angenommen werden. Die Konstruktionshöhe der Galerie sollte in den engsten Grenzen gehalten werden, und das führte zu der Aufgabe, bei der Balkenausteilung möglichst viele Balken mit gleich großen Maximalmomenten anzuordnen und so die gegebene Höhe überall voll auszunutzen. Die Hauptbalken er-

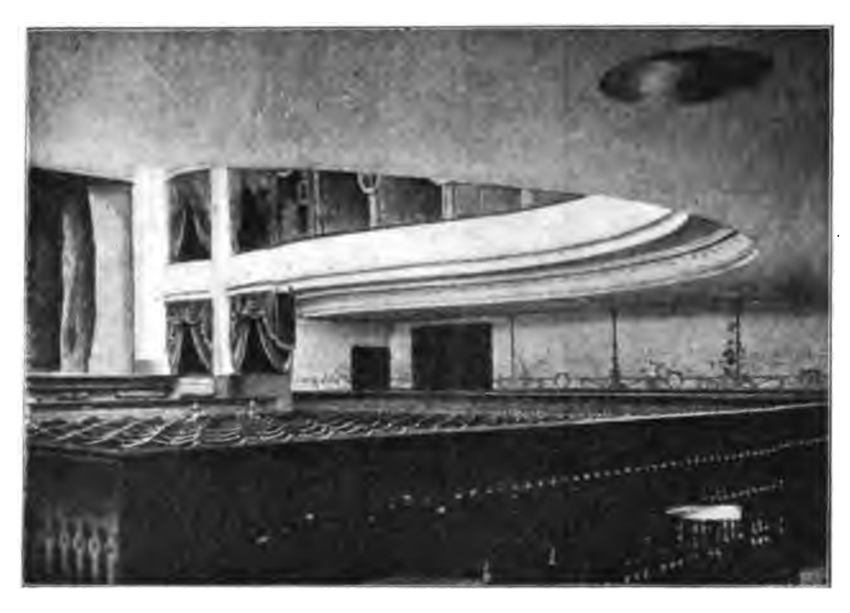


Abb. 84. Scheinkonsolen, Eldorado Montpellier.



Abb. 85. Balkon des Majestictheaters in Peoria (Illinois).

hielten etwa 9 m Spannweite und sämtliche Balken 45 cm Höhe. An der Unterseite tragen sie eine Rabitzverkleidung zur Erzielung der gewünschten ebenen Untersicht. Solche Konstruktionen überraschen dann den nicht Eingeweihten, der die eigentlichen Traggebilde nicht sehen kann. Bei der erwähnten Balkenanordnung sind schiefe Auflager nicht zu vermeiden, doch ist dieser Nachteil bei der Eisenbetonbauweise mit Rücksicht auf die tadellose Versteifung der Balken gegeneinander, durch Deckenplatten und Zwischenbalken, nicht bedenklich; durch Verbreiterung der Auflagerflächen der Balken ist die Lagerung leicht zu verbessern. Ähnliche Balkenanordnung zeigt auch die Galerie des Saalbaues in Fürth, der in dem nachfolgenden Rechenbeispiel behandelt wird.

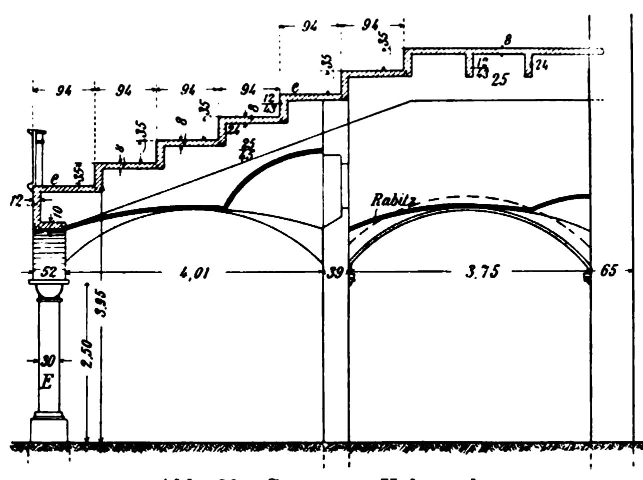


Abb. 86. Synagoge Hohensalza.

In Theatersälen, die keine hufeisenförmige Galerie, sondern nur einen möglichst weit ausladenden Balkon gegenüber der Bühne erhalten sollen, kann ein einziger, auf den Seitenwänden des Saales aufliegender und nachher in dem Hohlraum zwischen der Balkonunterkonstruktion und den darüberliegenden Stufen verborgener Hauptbalken die ganze Last aufnehmen. So wird der Balkon des Majestictheaters in Peoria (Illinois) von einem Hauptbalken mit 18 m Spannweite und etwa 13 t Belastung für 1 lfd. m getragen (Abb. 85). Unter den hochliegenden Stufen ist ausreichende Konstruktionshöhe vorhanden. Von dem Hauptbalken sind eigenartig geformte Rippenkonsolen vorgekragt, welche die massiven Stufen tragen. Wie das auch sonst bei Emporen mit breiten und hohen Stufen häufig geschieht, sind die Stufen mit winkelförmigem Querschnitt als Balken mit Druckplatte ausgebildet, ähnlich wie in Abb. 86 aus der Synagoge in Hohensalza. Die vertikale Setzstufe bildet den Balkensteg, die horizontale Auftrittplatte ist gleichzeitig Druckplatte. Ähnlich wie im Majestictheater ist der Balkon des Kings Theatre Sunderland in Newcastle gebaut, dessen Untersicht nach Fertigstellung Abb. 87 zeigt. Einen Balkon, der auf einem Hauptbalken von 20,3 m Spann-



Abb. 87. Theater in Newcastle.

weite liegt, hat die Musikhochschule in Cincinnati (Abb. 88). Eine weniger gebräuchliche Methode in ähnlichen Fällen ist die, die Galerien aufzuhängen. Ein Beispiel bietet ein amerikanisches Warenhaus, dessen Galerien (Abb. 89) mit Rundeisen, Durchmesser $1^1/_2''$, an die Hauptbalken des Daches gehängt wurden. (Siehe auch Abb. 90.)

e) Innenkonsolen in Nutzbauten. Die im Theater- und Saalbau angewendeten Balkonkonstruktionen findet man zu ähnlichen Zwecken in Lagerhäusern, Speichern, Markthallen usw., denn auch für solche Gebäude ist die stützenfreie Auskragung sehr vorteilhaft. Eine Verkleidung der Rippen oder die Herstellung einer ebenen Untersicht durch andere konstruktive Vorkehrungen kommt hier nicht in Frage. In Abb. 91 sind solche Galeriekonstruktionen im Präfekturgebäude in Messina dargestellt, welche die Aktenschränke zu tragen haben, und Abb. 92 zeigt die Halle eines Speichergebäudes im Brüsseler Hafen, welches von den Konzessionären Hennebiques, Waële frères, gebaut wurde. Die Balkone sind 2 m weit vorgekragt, und der Verkehr auf der Laderampe im Erdgeschoß ist nicht durch Stützen behindert. Säulen wurden nur an den Aufzugöffnungen angeordnet, die die Galerieböden durchbrechen.

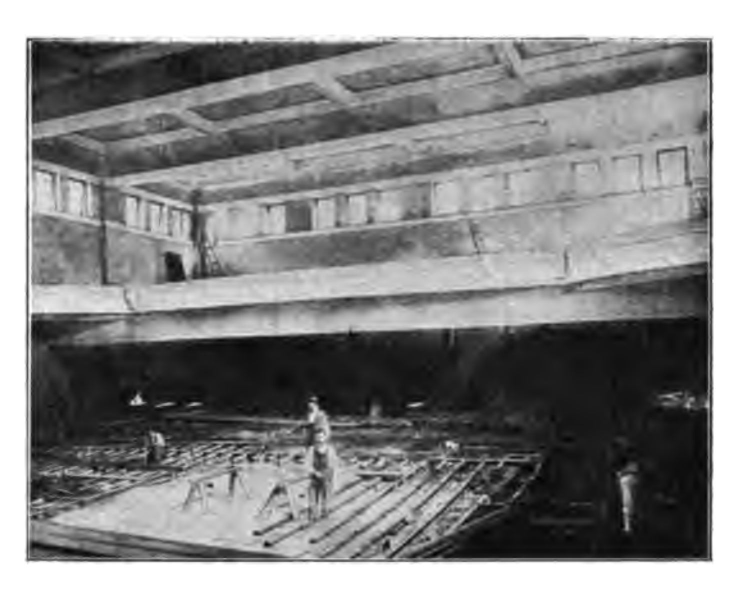


Abb. 88. Musikhochschule in Cincinnati.

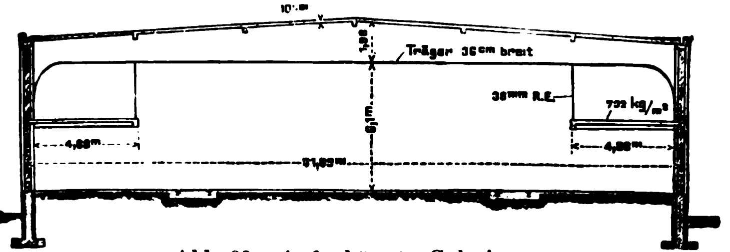


Abb. 89. Aufgehängte Galerie.

Eine Aufnahme aus einem Brauereigebäude in Schiltigheim (Abb. 93), von der Firma E. Züblin & Co. in Straßburg gebaut, zeigt verschiedene Konsolausbildungen, wie sie in Fabrikgebäuden sehr häufig notwendig sind. Die hohen Bottiche für die Gerstenweiche



Abb. 90. Aufgehängte Galerie.

setzen sich in die kreisförmigen Öffnungen der Decke, welche als Arbeitsbühne um die Bottiche herumläuft und außerdem balkonartig über die Stützen-



Abb. 91. Präfekturgebäude, Messina.



Abb. 92 Speichergebäude, Brüssel.

reihe sich vorkragt. Die kreisförmigen Öffnungen liegen in einem steifen quadratischen Rahmen, und die vollen Bogenzwickel in den vier Ecken sind als falsche Konsolen



Abb. 93. Konsolausbildungen im Brauereigebäude. Schiltigheim.

mit übereck gelegten Eisen armiert. Die Bewehrung für eine ganz ähnliche Anlage in einem von der Firma C. Brandt hergestellten Fabrikbau bei Crefeld ist aus Abb. 94 zu entnehmen. Die kleinen Konsolen, wie sie Abb. 95 an den Balkenauflagern der Stützen zeigt, werden ebenfalls viel angewendet zur Verstärkung der Auflager, zur besonderen Versteifung der Ecken oder manchmal nur des gefälligeren Aussehens wegen. Zur Versteifung dienen sie in dem Mühlendach (Abb. 95), welches von der Firma C. Brandt in Homberg a. Rh. ausgeführt wurde An den Kehlbalken sind in jedem Felde die Oberteile von Plansichtern aufgehängt, die bei gleichzeitigem Arbeiten das ganze schwere Dach in Schwingung bringen; deswegen waren an den Knotenpunkten besondere Vorsichtsmaßregeln geboten. Die Konstruktion hat sich vorzüglich bewährt. Nur des besseren Aussehens wegen wurden die an dem Auflager der Pfostenfachwerke ausgerundeten Konsolen, sowie die an den Deckenbalken in der Breslauer Markthalle (B. u. E. 1908, Heft II, VII), angeordnet. Der Bau rührt von derselben Firma wie der zuvor genannte her.

f) Konsolen für Kranbahnen. In Fabrikgebäuden und Speichern werden die Schienenwege für die weitgespannten, fahrbaren Kranbrücken in einfacher Weise durch kleine Konsolen unterstützt, welche etwa von den Stützen oder Mauern an beiden Seiten des Raumes ausgekragt sind. Diese Konsolen haben oft bedeutende Belastungen auf-

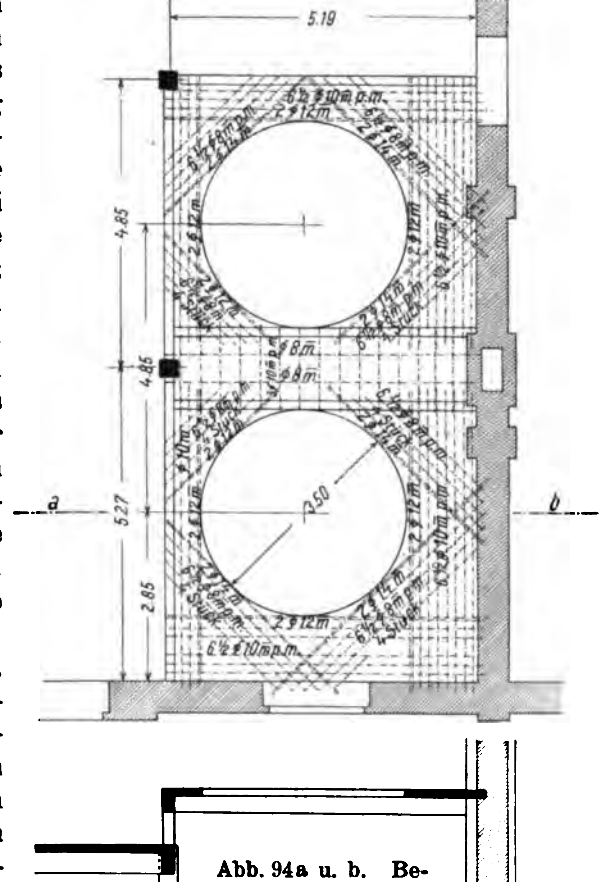


Abb. 94a u. b. Bewehrung an einem kreisförmigen Deckenausschnitt.

zunehmen, und wenn sie an Stützen angeschlossen sind, so werden diese auf Biegung beansprucht; im anderen Falle sind es Freiträger (Mauerwerkskonsolen). Die Bewehrung solcher Konsolen, welche trotz der geringen Ausladung sorgfältig gemacht werden muß, zeigt Abb. 96 aus einer Umformerstation in Düsseldorf. Eine größere Anlage an den Niagarafällen gibt der Querschnitt[1]) (Abb. 97). Hier sind auch die Längsschwellen unter den Schienen als Eisenbetonbalken (beiderseits bewehrt) hergestellt; sie tragen zwischen den Konsolen auf eine Entfernung von 6 m frei. Die Spannweite des Krans ist 7,6 m. Das Ganze ist ein steifes Portal dessen Seitenstützen außer der vertikalen Belastung ein veränderliches, von der beweglichen Last herrührendes



Abb. 95. Mühlendach in Homberg a. Rh.

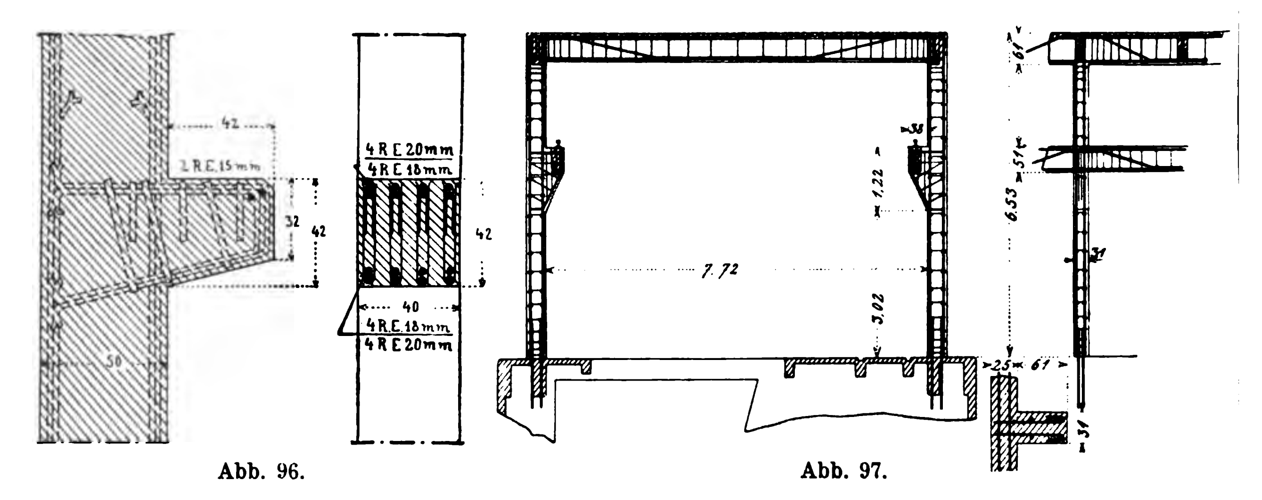


Abb. 96. Abb. 97.

Biegungsmoment aufnehmen. Die Stützenfüße wurden mit Hilfe besonderer Eiseneinlagen in den Betonunterbau verankert. Die Konsolen haben an der Einspannstelle einen sehr hohen Querschnitt 4′ = 1,20 m; das ist statisch vorteilhaft, weil es eine Vergrößerung

[1]) Siehe auch „Handbuch für Eisenbetonbau" III. Band, 1. Teil, Seite 241.

des Hebelarmes für das Kräftepaar bedeutet, durch welches man sich das Einspannungsmoment ersetzt denkt. Es verringert sich dann das Biegungsmoment in der Stütze. Abb. 98 zeigt eine Kranbrücke von mehr als 10 m Spannweite und 27 Tonnen Tragkraft, auf Konsolen von 0,5 m Auskragung (Christophe). In einem Fabrikbau bei Épinal wurden von Hennebique eigenartige Kranbalken angewandt. Der ganze Raum ist in zehn Felder von je 10 m Spannweite geteilt, und elektrisch betriebene Rollkranbrücken, welche die Hallen in ganzer Breite überspannen, laufen auf Kranbalken, die auf 7 m entfernten Stützen

Abb. 98.

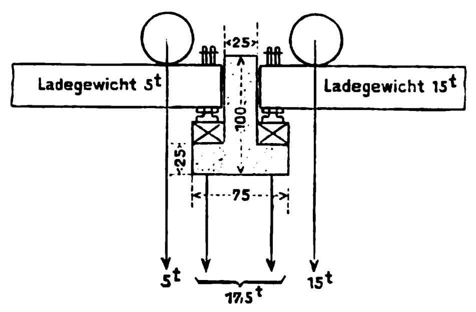


Abb. 99. Querschnitt eines Kranbalkens.

ruhen (Abb. 99)[1]). Die Balken haben ⊥-förmigen Querschnitt und tragen an jeder Seite eine Kranbahn für zwei verschiedene Brücken. Auf diesen seitlichen Konsolen sind eichene Klötze aufgesetzt und darauf die Stahlschienen befestigt. Die Tragfähigkeit der Kranbrücken ist bei einigen 30 Tonnen, und mit dem Brückengewicht erreichen die auf die Balken übertragenen Einzellasten den Wert von 36 Tonnen Die Beanspruchung der Kranbalken wird weiter vermehrt und kompliziert durch Befestigung von Transmissionen, Hängelagern, Kabelleitungen usw., die daran aufgehängt sind. Um den Gang der Transmissionswelle nicht zu



Abb. 100. Oberlichte im Café Central, Bremen.

[1]) Le Béton Armé 1902, Nr. 45 S. 124.

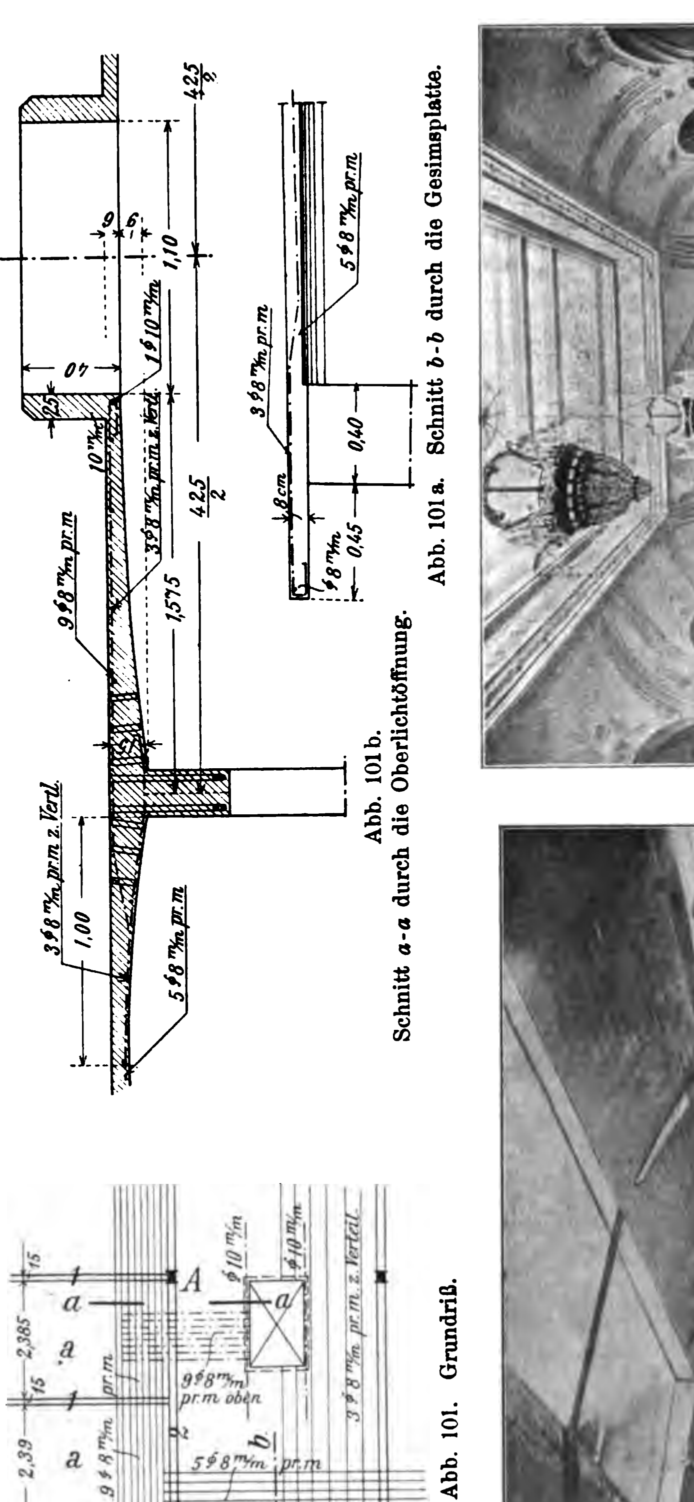


Abb. 101. Grundriß.

Abb. 101 b. Schnitt *a-a* durch die Oberlichtöffnung.

Abb. 101 a. Schnitt *b-b* durch die Gesimsplatte.

Abb. 103. Kasino in Monte Carlo.

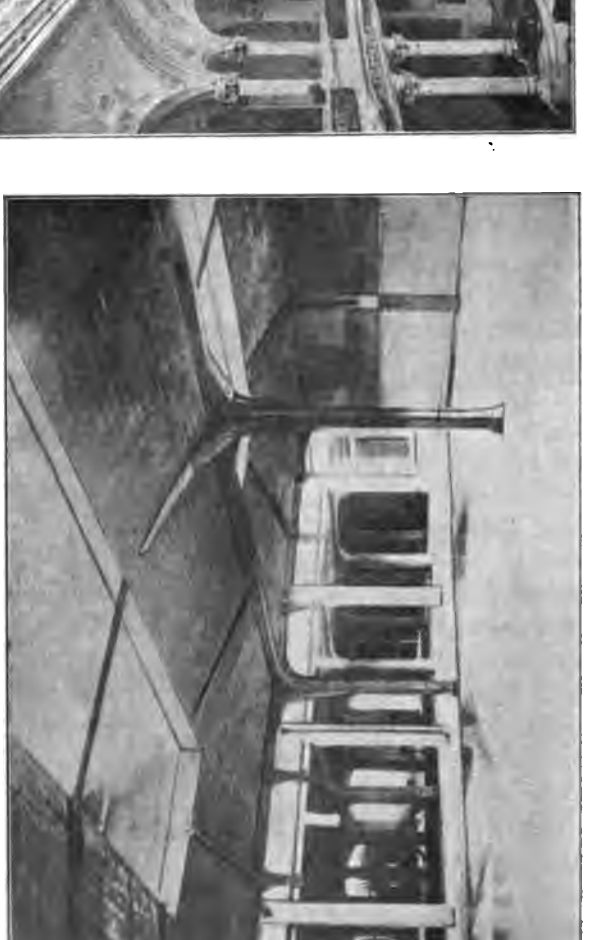


Abb. 102. Oberlichtsaal einer Fabrik in Straßburg.

stören, wurde dem Unternehmer die Bedingung gestellt, daß auch bei der größtmöglichen Belastung die Durchbiegung der Balken nicht über $\frac{1}{3000}$ der Spannweite steigen dürfe. Bei der Probebelastung ergab sich eine Durchbiegung von 0,3 mm oder $\frac{1}{23\,000}$.[1])

Konsolen an Oberlichtöffnungen.

Die Aussparung großer Öffnungen in Eisenbetondecken erfordert besondere konstruktive Maßnahmen, von denen hier die an Oberlichtöffnungen gebräuchlichen besonders erwähnt werden sollen. Da unter die Decke vorspringende Randbalken den Lichteinfall behindern, so pflegt man die Rippen von dem Oberlicht zurückzusetzen und stellt dieses auf Konsolplatten, die über die Rippen vorgekragt werden (Abb. 100, Café Central, Bremen). Die Konstruktion bietet nichts Neues. Sehr einfach ist die Ausbildung in gewölbten Decken (System Hennebique) Abb. 101. Bei größeren Ausladungen werden Konsolrippen ausgebildet, wie Abb. 102 sie zeigt. Es ist ein Oberlichtsaal einer

Abb. 104a. Druntersicht unter die Saaldecke.

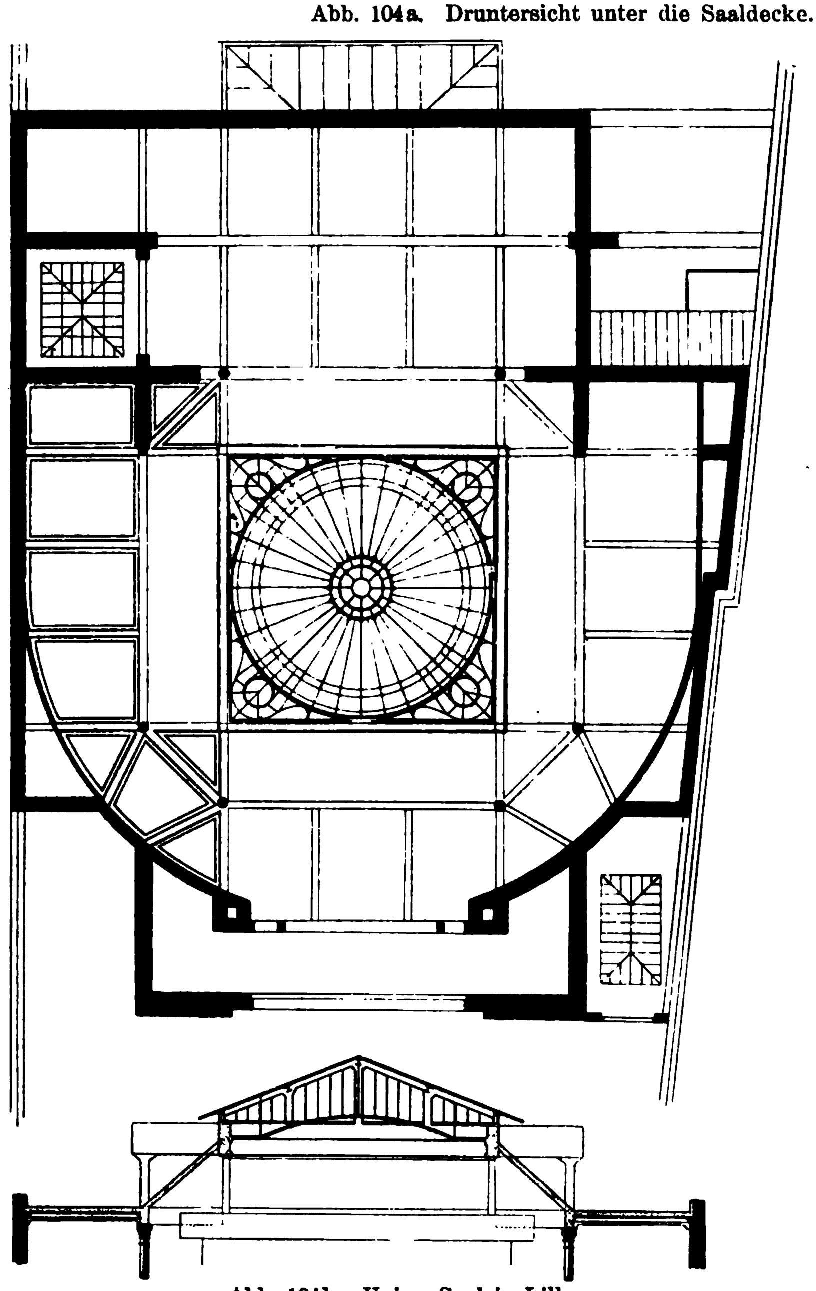


Abb. 104b. Union-Saal in Lille.
Querschnitt durch die Oberlicht-Tragkonstruktion.

[1]) Siehe auch Beton u. Eisen 1908, Heft IX, Gießereigebäude der Siemens u. Halske A.-G., Tafel XV, XVI.

Fabrik in Straßburg; die Dächer sind doppelwandig ausgebildet, um die Kondensation der in dem Raum aufsteigenden heißen Dämpfe möglichst zu vermeiden.[1]) (Siehe auch Abb. 80, S. 283 aus einem Pariser Warenhaus.) In dem Kasino in Monte Carlo (Abb. 103) sind an dem Rande der großen Oberlichte quer über den ganzen Raum auf die umschließenden Mauern Eisenbetonbalken gelegt, welche nach oben über die Decke vorspringen und so die Oberlichte direkt tragen. Die konstruktive Ausbildung solcher Scheinkonsolen in Grundriß und Querschnitt für eine ähnliche Anlage des „Union"-Saales in Lille ist aus Abb. 104a u. b zu entnehmen (siehe auch Abb. 55). Die normal sich kreuzenden 4 Hauptbalken haben 13 m Spannweite und tragen eine Laterne von 8 × 8 m.

Rechnungsbeispiel.

Im nachfolgenden soll die statische Untersuchung der Galerien eines in Fürth von der Firma Gebr. Rank, München hergestellten Saalbaues durchgeführt werden. Das gewählte Beispiel gibt Veranlassung, verschiedene Arten von Kragformen, wie sie im vorangehenden besprochen wurden, in kombinierter Anordnung zu betrachten und zu berechnen. Die freie Ausladung der Galerie beträgt 2,5 m an den Längswänden und 3,6 m an der Rückwand des Saales. Da die Seitengalerien von den Außenmauern des Gebäudes ausgekragt werden müssen, so ist das nötige Gegen-

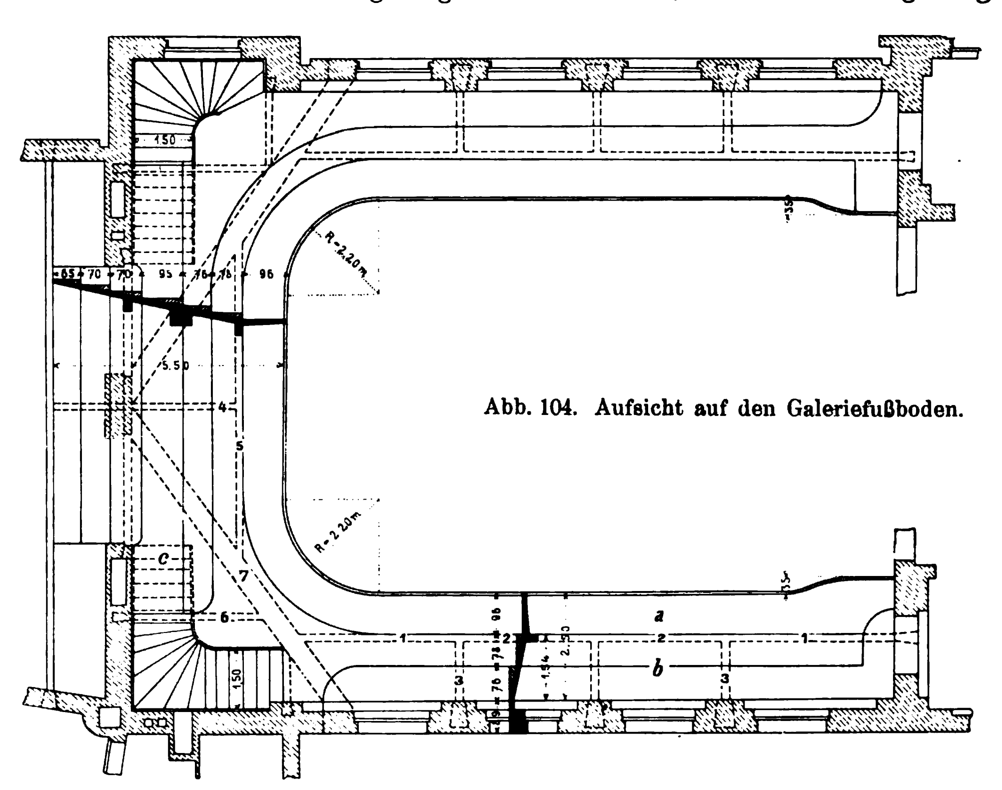


Abb. 104. Aufsicht auf den Galeriefußboden.

moment in den Mauern bezw. Mauerpfeilern selbst zu suchen. Eine andere Schwierigkeit in der Ausbildung der Tragkonstruktion für die Galerie verursachen die für die Treppenaufgänge in den hinteren Ecken des Saales notwendigen Deckenaussparungen.

[1]) In dem Fabrikgebäude Abb. 98 sind zwischen den Vollbindern Ständer mit beiderseits ausgekragten Konsolen zur Abfangung der Oberlichtträger als Leerbinder ausgebildet.

Es bot sich hier Gelegenheit, die weiter oben erwähnten falschen Kragbauten anzuwenden. Es wurde vor der Treppenöffnung ein Hauptbalken von 9 m Spannweite übereck gelegt und über diesen die Galerie vorgebaut.

Als Nutzlast soll 400 kg für 1 m² angenommen werden.

Zunächst sollen nun die einzelnen Teile der Seitengalerie, nämlich die Mauerwerkskonsolen, Randbalken, Kragplatten und Deckenplatten untersucht werden. Siehe Abb. 105.

1. Kragplatte a: freie Ausladung = 0,96 m.

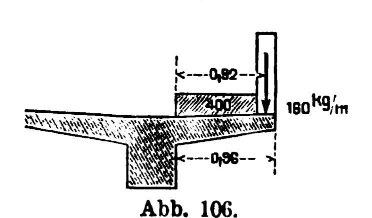


Abb. 106.

Belastung für 1 m².

Nutzlast	= 400 kg/m²
Fußbodenbelag . .	= 50 „
Eigengewicht . .	= 250 „
Insgesamt	= 700 kg/m².

Randbelastung durch die massive Brüstung = 160 kg für 1 lfd. m.

Daraus folgt an der Einspannstelle ein Moment

$$-M = 160 \cdot 0{,}92 + 700\,\frac{0{,}96^2}{2} = 470 \text{ mkg} = 47\,000 \text{ cmkg}.$$

Betonstärke am Auflager = 12 cm

Eiseneinlage 6 R.-E. 10 mm = 4,71 cm² für 1 m.

Nach den preuß. Min.-Best. ergibt sich

$$x = \frac{15 \cdot 4{,}71}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10{,}5}{15 \cdot 4{,}71}} - 1\right] = 3{,}21 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 47\,000}{100 \cdot 3{,}21\,(10{,}5 - 1{,}07)} = 31{,}1 \text{ kg für 1 cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{47\,000}{4{,}71 \cdot 9{,}43} = 1060 \text{ kg für 1 cm}^2.$$

2. Deckenplatte b; Spannweite = 1,70 m.

Belastung für 1 m²

Nutzlast	= 400 kg/m²
Stufenaufstampfung und Belag . . .	= 200 „
Eigengewicht	= 200 „
Insgesamt	= 800 kg/m².

$$M = \frac{800 \cdot 1{,}70^2}{10} = 23\,120 \text{ cmkg}.$$

Betonstärke = 8 cm

Eiseneinlage 5 R.-E. 10 mm = 3,93 cm².

$$x = \frac{15 \cdot 3{,}93}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 6{,}5}{15 \cdot 3{,}93}} - 1\right] = 2{,}24 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 23\,120}{100 \cdot 2{,}24 \cdot (6{,}5 - 0{,}75)} = 35{,}9 \text{ kg für 1 cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{23\,120}{3{,}93 \cdot 5{,}75} = 1020 \text{ kg für 1 cm}^2.$$

3. Balken 1; Spannweite $= 4{,}10$ m.

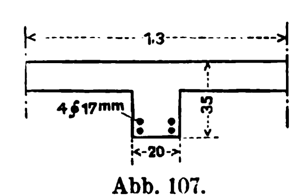


Abb. 107.

Von Kragplatte a $160 + 0{,}96 \cdot 700$	=	830 kg/m
Von Deckenplatte b $\frac{1{,}70}{2} \cdot 800$ . .	=	680 „
Eigengewicht	=	130 „
Insgesamt	=	1640 kg/m.

$$M = \frac{1640 \cdot 4{,}10^2}{10} = 275\,680 \text{ cmkg.}$$

$b = \frac{4{,}10}{3} = 1{,}30$ m; $h = 35$ cm; $F_e = 4$ R.-E. 17 mm $= 9{,}11$ cm².

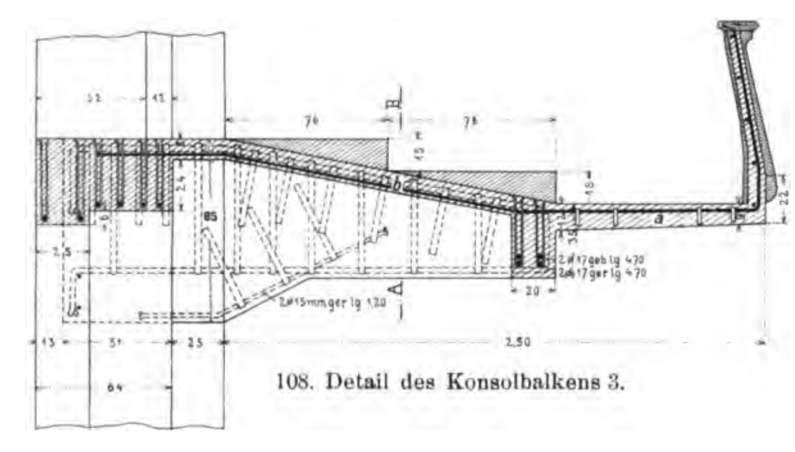
$$x = \frac{15 \cdot 9{,}11}{130}\left[\sqrt{1 + \frac{260 \cdot 32}{15 \cdot 9{,}11}} - 1\right] = 7{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275\,680}{130 \cdot 7{,}2 \cdot (32{,}0 - 2{,}4)} = 20 \text{ kg für 1 cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{275\,680}{9{,}11 \cdot 29{,}6} = 1020 \text{ kg für 1 cm}^2.$$

4. Balken 2; Spannweite $= 3{,}20$ m.

$$M = \frac{1670 \cdot 3{,}2^2}{10} = 171\,000 \text{ cmkg.}$$


Abb. 108. Detail des Konsolbalkens 3.

$F_e = 4$ R.-E. 14 mm $= 6{,}16$ cm² genügen.

Betonquerschnitt wie bei Balken 1.

5. Konsolbalken 3; siehe auch Abb. 108.

Einzellast von Balken 1

$$\frac{1640 \cdot 4{,}10}{2} = 3360 \text{ kg}$$

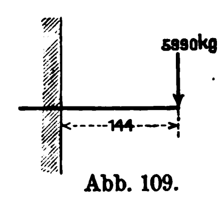
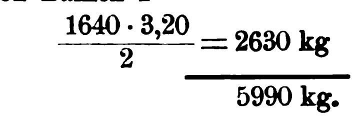


Abb. 109.

Einzellast von Balken 2

$$\frac{1640 \cdot 3{,}20}{2} = 2630 \text{ kg}$$



5990 kg.

Eigengewicht des Balkens $= 420$ kg.

Moment am Auflager

$$M = 5990 \cdot 1{,}44 + 420 \cdot \frac{1{,}34}{2} = 8625 + 281 = 890\,600 \text{ cmkg.}$$

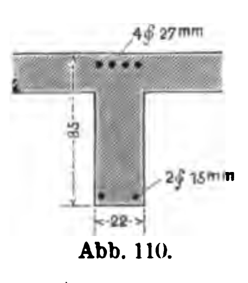


Abb. 110.

Eiseneinlage an der Zugseite

4 R.-E. 27 mm $= 22{,}9$ cm².

Eiseneinlage an der Druckseite

2 R.-E. 15 mm $= 3{,}53$ cm².

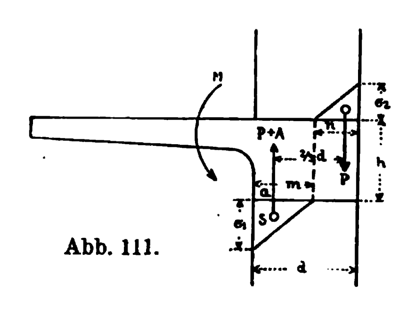


Abb. 111.

$b = 22$ cm; $h = 85$ cm.
$A = 5990 + 1010 = 7000$ kg.

Auflagerbreite im Mittel = 38 cm, Mauerstärke = 89 cm.

Berechnung der größten Kantenpressungen an dem Konsolenauflager.

Nach Beton-Kalender 1909, Teil II, S. 53 ergibt sich mit den Bezeichnungen aus Abb. 111 näherungsweise:

$$M_s = \frac{7}{6} M = \frac{7}{6} 890\,600 = 1\,039\,030 \text{ cmkg}$$

$$m = d\left(\frac{1}{2} + \frac{A d}{12 M_s}\right) = 89 \cdot \left(0,5 + \frac{7000 \cdot 89}{12 \cdot 1\,039\,030}\right) = 49 \text{ cm}$$

$$\frac{m}{3} = 16,4 \text{ cm}$$

$$M_s = 5990 \cdot (1,44 + 0,164) + 420 \cdot \left(\frac{1,34}{2} + 0,164\right) = 9608 + 349$$
$$= 995\,700 \text{ cmkg.}$$

Der gefundene Wert von M_s weicht von dem angenommenen nicht zu sehr ab; es wird demnach

$$P = \frac{3 M_s}{2 d} = \frac{3 \cdot 995\,700}{2 \cdot 89} = 16\,780 \text{ kg}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{995\,700}{\frac{1}{6} \cdot 38 \cdot 89^2} \pm \frac{7000}{38 \cdot 89} = 19,8 \pm 2,1 = \begin{cases} 21,9 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2 \\ 17,7 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Die Kantenpressungen werden durch den die Konsole kreuzenden Fenstersturz auf eine größere Mauerlänge verteilt und dementsprechend verringert.

Ferner ergibt sich für den Auflagerquerschnitt

$$x^2 + x \cdot 2 \cdot 15 \cdot \frac{22,9 + 3,53}{22} = \frac{2 \cdot 15}{22} (81,5 \cdot 22,9 + 3 \cdot 3,53)$$

$$x = -18 \pm \sqrt{324 + 2559} = 35,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 890\,600 \cdot 35,7}{22 \cdot 35,7^2 (244,5 - 35,7) + 6 \cdot 3,53 \cdot 15 \cdot 32,7 \cdot 78,5} = \frac{190\,766\,520}{5\,854\,543 + 815\,520}$$
$$= 28,6 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{28,6 \cdot (81,5 - 35,7)\, 15}{35,7} = 550 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2.$$

Statische Untersuchung des Galerieteils an der Rückwand des Saales.

6. Balken 5; Spannweite = 7,60 m.

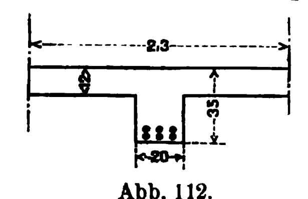


Abb. 112.

Belastung von a = 830 kg/m

von $c = \frac{2,6}{2} \cdot 910 = 1180$ „

Eigengewicht . . . . 130 „

Insgesamt 2140 kg/m.

$$M = \frac{2140 \cdot 7{,}60^2}{10} = 1\,236\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 2{,}30$ m; $h = 35$ cm

$F_e = 6$ R.-E. 33 mm $= 51{,}32$ cm^2

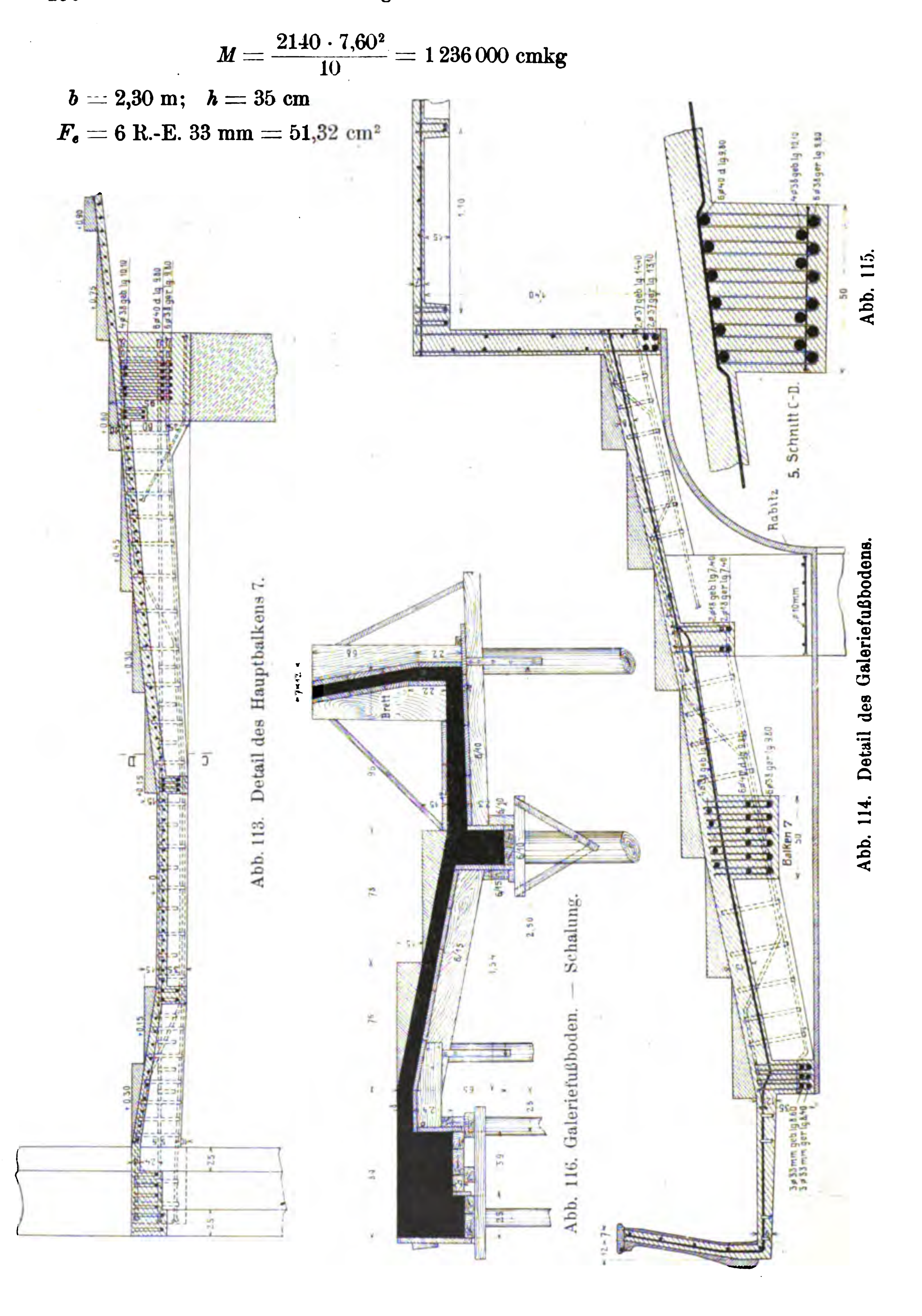


Abb. 113. Detail des Hauptbalkens 7.

Abb. 116. Galeriefußboden. — Schalung.

Abb. 114. Detail des Galeriefußbodens.

Abb. 115.

$$x = \frac{15 \cdot 51{,}32}{230}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 230 \cdot 30}{15 \cdot 51{,}32}} - 1\right] = 11{,}21 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1\,236\,000}{230 \cdot 11{,}21 \cdot (30 - 3{,}74)} = 36{,}50 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1\,236\,000}{51{,}32 \cdot 26{,}26} = 917 \text{ kg für } 1 \text{ cm}^2.$$

7. Balken 6; Spannweite = 3,30 m, siehe auch Abb. 113 bis 115.

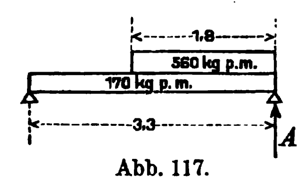


Abb. 117.

$$\text{Auflagerdruck } A = \frac{170 \cdot 3{,}30}{2} + \frac{1{,}8 \cdot 560 \cdot 2{,}4}{3{,}3}$$
$$= 280 + 740$$
$$= 1020 \text{ kg.}$$

8. Balken 7; Spannweite = 8,75 m.

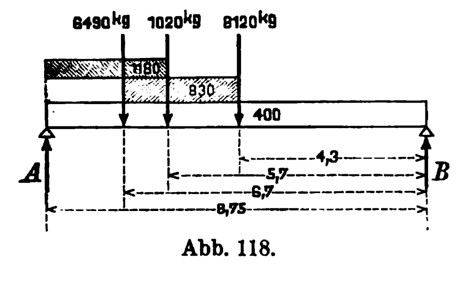


Abb. 118.

Belastungen.

Einzellast von der Treppe . . . . . . = 3150 kg

Einzellast von Balken 1: $\frac{1630 \cdot 4{,}10}{2} = 3340$ „

Insgesamt 6490 kg

Einzellast von Balken 6 . . . . = 1020 kg

Einzellast von Balken 5: $\frac{2140 \cdot 7{,}6}{2} = 8120$ kg

Eigengewicht . . . . = 400 kg/m

von Konsolplatte a . . . . . . = 830 „

von Decke c . . . . = 1180 „

$$\text{Auflagerdruck } A = \frac{400 \cdot 8{,}75}{2} + (6490 \cdot 6{,}7 + 1020 \cdot 5{,}7 + 8120 \cdot 4{,}3)\frac{1}{8{,}75}$$
$$+ (1180 \cdot 3{,}05 \cdot 7{,}22 + 830 \cdot 2{,}4 \cdot 5{,}5)\frac{1}{8{,}75} = 1750 + 9620$$
$$+ 4220 = 15\,590 \text{ kg}$$

$$\text{Auflagerdruck } B = 400 \cdot 8{,}75 + 6490 + 1020 + 8120 + 1180 \cdot 3{,}05 + 830 \cdot 2{,}4$$
$$- 15\,590 = 9130 \text{ kg}$$

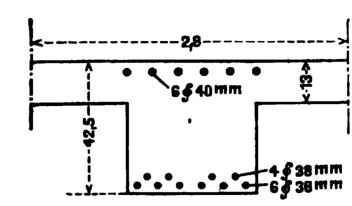


Abb. 119. Balkenquerschnitt an der Stelle des größten Biegungsmomentes.

$$M_{max} = 9130 \cdot 4{,}3 - \frac{400 \cdot 4{,}3^2}{2} = 39\,260 - 3700$$
$$= 3\,556\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 2{,}90$ m; $h = 42{,}5$ cm.

Eiseneinlage unten:

$F_e = 10$ R.-E. 38 mm $= 113{,}41$ cm²,

Eiseneinlage oben:

$F_e' = 6$ R.-E. 40 mm $= 75{,}40$ cm².

$$x = \frac{290 \cdot 13^2 + 30 \cdot (113{,}41 \cdot 37{,}5 + 75{,}4 \cdot 6)}{2\,(290 \cdot 13 + 15 \cdot 188{,}81)} = \frac{49\,010 + 144\,129}{2 \cdot 6602} = 14{,}6 \text{ cm}$$

$$y = \frac{290 \cdot 13 \cdot \left(14{,}6^2 - 14{,}6 \cdot 13 + \frac{13^2}{3}\right) + 15 \cdot 75{,}4 \cdot (14{,}6 - 6)^2}{290 \cdot 13 \cdot (14{,}6 - 6{,}5) + 15 \cdot 75{,}4 \cdot (14{,}6 - 6)}$$

$$= \frac{300\,318 + 83\,649}{30\,537 + 9\,727} = 9{,}53 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{3\,556\,000}{113{,}41 \cdot (37{,}5 - 14{,}6 + 9{,}53)} = 967 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{967 \cdot 14{,}6}{15 \cdot (37{,}5 - 14{,}6)} = 41 \text{ kg/cm}^2.$$

Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin, S.W

e) Kragbauten im Ingenieurbau.

Bearbeitet von **R. Heim**, Oberingenieur der Firma C. Brandt in Breslau.

Kragkonstruktionen im Grundbau.

Es ist naheliegend, die Kragkonstruktionen, die sich, wie ich zu zeigen Gelegenheit hatte, im Hochbau mit großem Vorteil verwenden lassen, auch auf den anderen Gebieten des Bauwesens zu ähnlichen Zwecken zu verwerten. Da in den bezüglichen Kapiteln des Handbuchs bereits manches darüber gesagt ist, kann ich mich hier kürzer fassen.

Im V. Kapitel des III. Bandes ist ausführlich dargelegt, in welcher Weise Bankette und Säulenfüße zwecks Lastverteilung auf schlechtem Baugrund der Material- und Gewichtsersparnis wegen in Eisenbeton hergestellt werden können. Die Bankette und Fußplatten werden dann als Kragplatten mit entsprechender Bewehrung an der Unterseite, wie es die Bodenreaktion verlangt, ausgebildet. Man kann annehmen, daß unter den steifen Füßen die Bodenpressung sich gleichmäßig verteilt.[1]) Auch für die etwa notwendig werdende nachträgliche Verbreiterung von Säulenfundamenten oder für die Verbreiterung der Pfeilerfundamente alter Brücken, die für größere Verkehrslasten umgebaut werden müssen, sind Kragkonstruktionen ähnlicher Art zweckmäßig. Die Verbreiterung ist natürlich stückweise vorzunehmen, da einzelne Schlitze zur Aufnahme der Zugeisen der Konsolen durch die alten Fundamente durchgestemmt werden müssen, um nach Einlegung der Eisen wieder ausbetoniert bezw. vergossen zu werden. Auch die Platten müssen staffelartig unter den Rand der alten Fundamente greifen. Steht das Pfeilerfundament im Wasser, so ist, wenn die örtlichen Verhältnisse sonst eine solche Methode zulassen, eine Spundwand rings um den Pfeiler, entsprechend den Abmessungen des neu einzubringenden Fundaments, zu rammen, da die Ausführung von Eisenbetonarbeiten nur im Trockenen, also bei ausreichender Wasserhaltung vorgenommen werden soll.

Mit Hilfe einer eigenartigen Anwendung von Kragkonstruktionen kann man in manchen Fällen die Nachteile, die sich bei ungleichmäßiger Setzung von verschieden

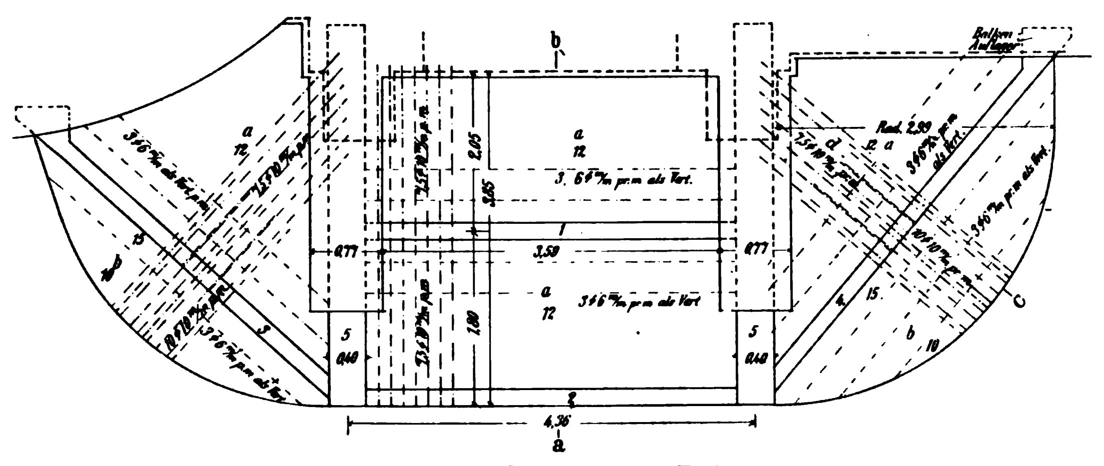


Abb. 120a. Auskragung einer Freitreppe.

[1]) Näheres in Band III, Teil 1, S. 11 bis 23.

tief fundierten, aber zusammenhängenden Bauteilen ergeben, mit geringem Kostenaufwand umgehen. Es werden nämlich die Unterkonstruktionen leichterer, weniger belasteter Bauteile, für die man eine kostspielige tiefe Gründung nicht anwenden will, von den tiefer, also auf gutem Baugrund fundierten Teilen vorgekragt. Als Beispiel will ich die Auskragung der Tragkonstruktion einer Freitreppe erwähnen, die an der Technischen Hochschule in Breslau ausgeführt würde[1]) (Abb. 120a bis c). Das Hauptgebäude ist unterkellert und auf eine durchgehende Eisenbetonplatte gegründet, die 50 cm gegen die Gebäudeflucht vorspringt. Unter dem Hauptportal mußte eine Tragkonstruktion für die 10,8 m breite und 3,60 m ausladende Freitreppe geschaffen werden, welche nicht selbständig auf dem Baugrund fundiert werden durfte, vielmehr mit Benutzung zweier Pfeilervorsprünge von der bereits bestehenden Hauptmauer des Gebäudes vorzukragen war. Die Abb. 120a zeigt, wie durch eine Kombination von Kragplatten, Plattenbalken usw. die ganze Last schließlich auf zwei Hauptkonsolen sich konzentriert. Die Bewehrung dieser Konsolen zeigt der Querschnitt (Abb. 120b). Als Gegenlast wirken die das Portal flankierenden Hauptsäulen auf die rückwärtige Verlängerung der Hauptkonsolen 5, die überdies zur Verankerung in die Frontmauer des Gebäudes eingreifen.

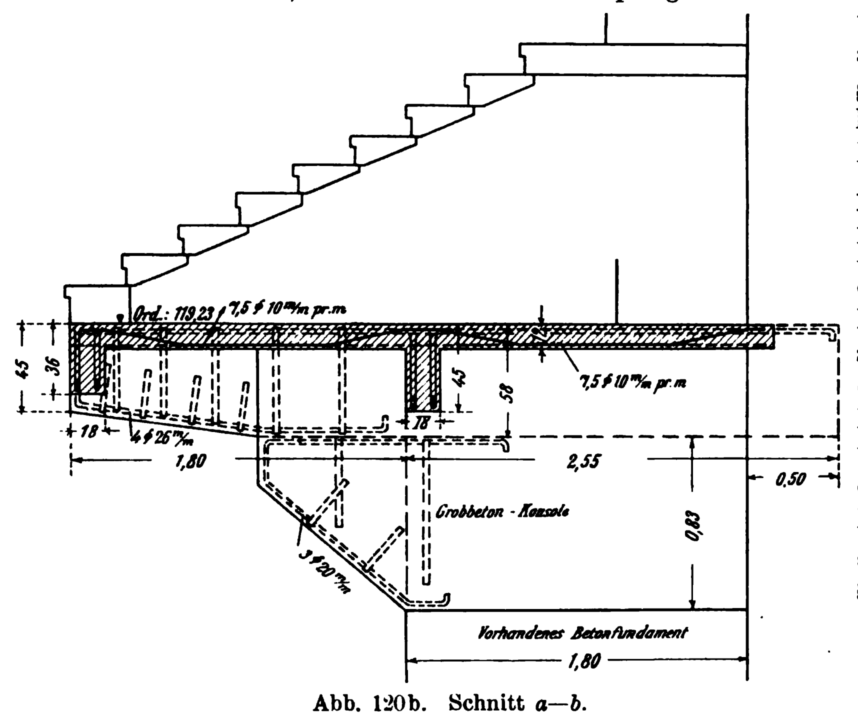


Abb. 120b. Schnitt a—b.

Abb. 120c. Schnitt c d.

In ähnlicher Weise werden Widerlagerflügel, die etwa in anzuschüttende Rampen zu liegen kommen, einfach aus den Widerlagern vorgekragt und in diese verankert, wodurch an Material und Arbeit wesentlich gespart wird.[2])

Bei Stützmauern, Kaimauern und sonstigen durch einseitigen Erddruck beanspruchten Bauteilen ist die Anwendung von Kragteilen ein Mittel, um mit verhältnismäßig geringen Kosten, d. h. mit Aufwendung kleinerer Betonmengen die erforderliche Stabilität bezw. Kippsicherheit zu erzielen. Man kann etwa Stützmauern aus Stampfbeton durch Ausbau wagerechter Kragplatten an der Rückseite (nach dem Verfahren

[1]) Ausführende Firma C. Brandt, Breslau.

[2]) Handbuch für Eisenbetonbau, Band III/3, S. 206, Abb. 324 und ebendort S. 142, Abb. 202.

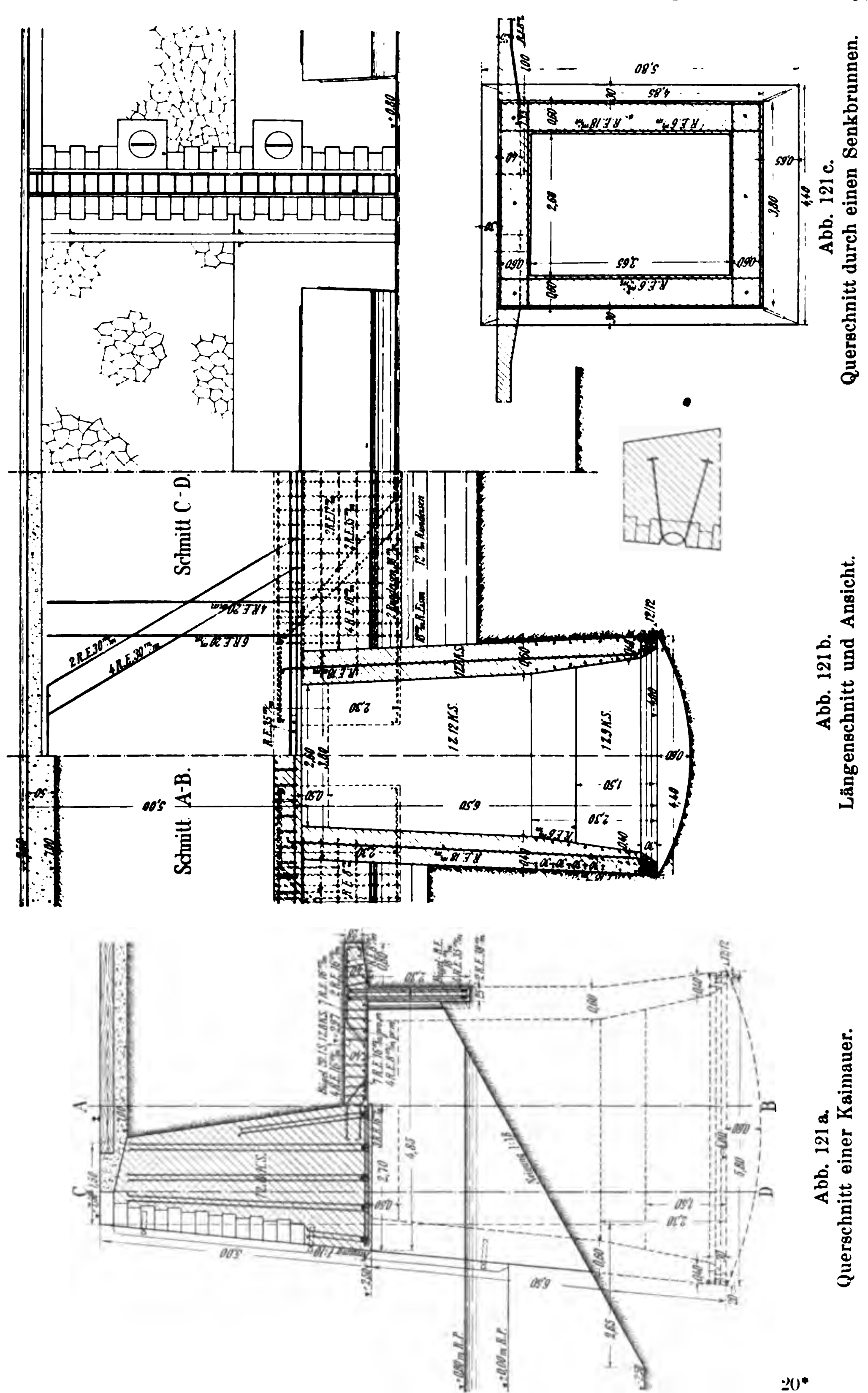


Abb. 121 c. Querschnitt durch einen Senkbrunnen.

Abb. 121 b. Längenschnitt und Ansicht.

Abb. 121 a. Querschnitt einer Kaimauer.

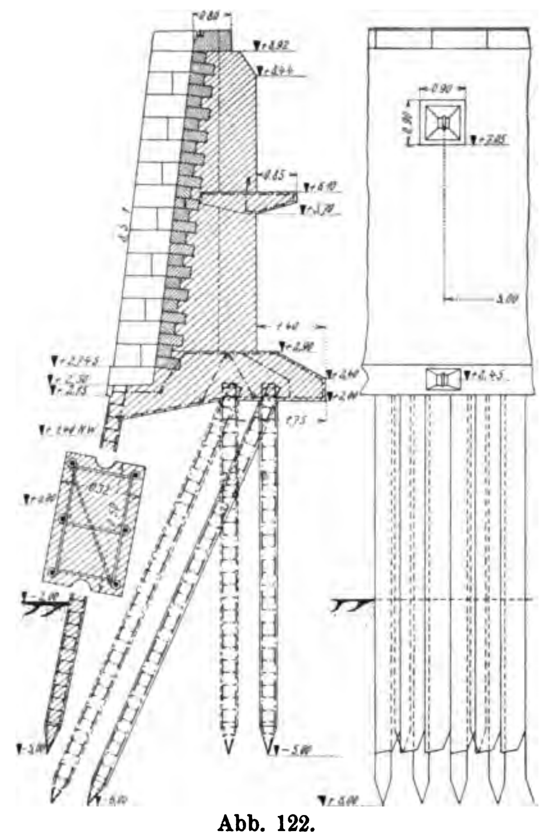


Abb. 122.

H. F. Chaudy, u. a. Handbuch, III. Band, 1. Teil, S. 119) zur Aufnahme größerer Erddrücke tauglich machen oder vorhandene Mauern für größere Hinterfüllung überhöhen, ohne den unteren Mauerteil zu verstärken.[1]) An Kaimauern kann der unter Wasser einzubringende Teil der Konstruktion, der für die Kosten der Gesamtanlage ausschlaggebend ist, durch Zuhilfenahme von Kragteilen in seinen Abmessungen wesentlich eingeschränkt werden. Ein Projekt aus dem Jahre 1905 für eine Kaimauer am Rheinhafen in Homberg zeigen die Abb. 121 a bis c. Die Mauer ist auf Eisenbetonsenkbrunnen in 10,5 m Achsenabstand aufgesetzt und überspannt den Zwischenraum von 6,6 m Lichtweite freitragend. Der massive 5 m hohe Oberteil der Mauer ist an der Zugseite mit (alten) Eisenbahnschienen bewehrt und trägt eine Grundplatte, die sich anderseits auf einen ebenfalls zwischen den Brunnen freitragenden, zur Aufnahme des gegen ihn gerichteten Erddrucks besonders ausgebildeten Eisenbetonbalken stützt und über diesen hinaus 80 cm vorgekragt ist, um die nötige Kippsicherheit zu erzielen. Die Erdauflast über dieser Kragplatte soll so groß sein, daß die Resultierende aller auf die Kaimauerkonstruktion einwirkenden Kräfte im Kern der Brunnenfundamentplatte austritt. Im Düsseldorfer Rheinhafen wurde eine Kaimauer auf Pfahlgründung hergestellt mit einer 1,4 m weit vor-

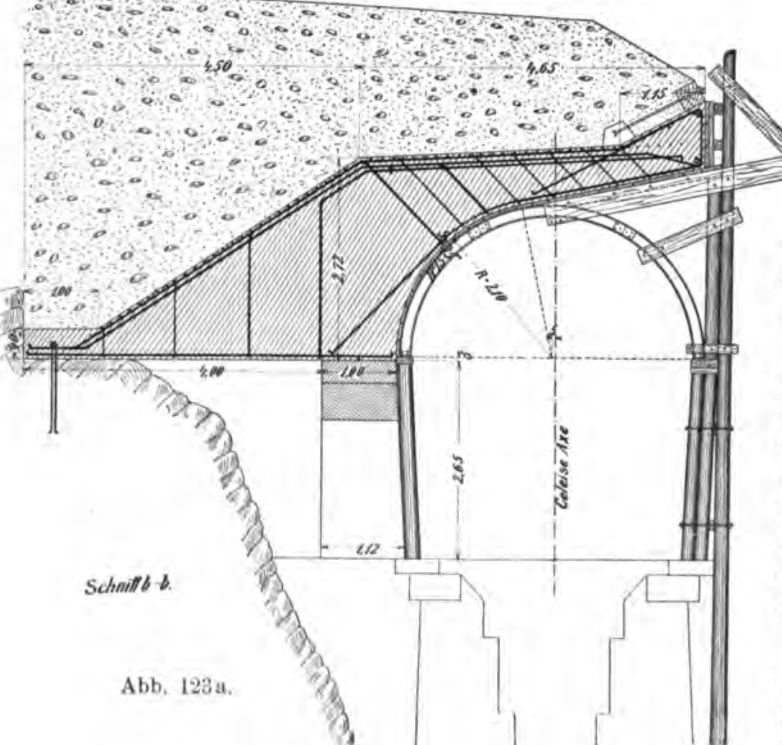


Abb. 123 a.

[1]) Siehe auch in Band III des Handbuchs, Teil 1, S. 130, 142, 148, Anwendungen von Kragkonstruktionen bei Winkelstützmauern in Eisenbeton.

gekragten Fußplatte und einer zweiten Kragplatte in halber Höhe des massiven Mauerteils von 0,85 m Ausladung (Abb. 122).[1])

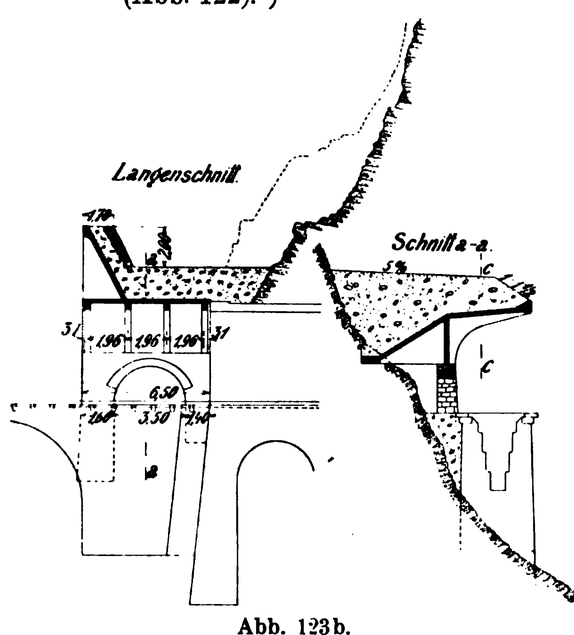


Abb. 123b.

An Schnee- und Steinschlagschutzgalerien, wie sie bei Gebirgsbahnbauten häufig zu finden sind, können Kragkonstruktionen mit Vorteil angewendet werden. So wurde an der Rhätischen Bahn ein Steinschlagfang in Eisenbeton gebaut und 4,1 m weit über eine (in Pfeiler und Gewölbe aufgelöste) Bruchsteinmauer vorgekragt. Der 4 m breite Teil der Konstruktion zwischen Mauer und Felswand trägt die nötige Gegenlast und ist überdies in der letzteren verankert (Abb. 123a).[2]) Die Platte zwischen den Rippenkonsolen ist 20 cm stark, und zwischen den Rippen ist auch eine 20 cm starke versteifende Wand angeordnet (Abb. 123b). Der Steinschlagfang schützt die Eisenbahnbrücke vor dem Tunneleingang; durch die Anwendung der Kragkonstruktion konnten Fundierungskosten gespart werden.

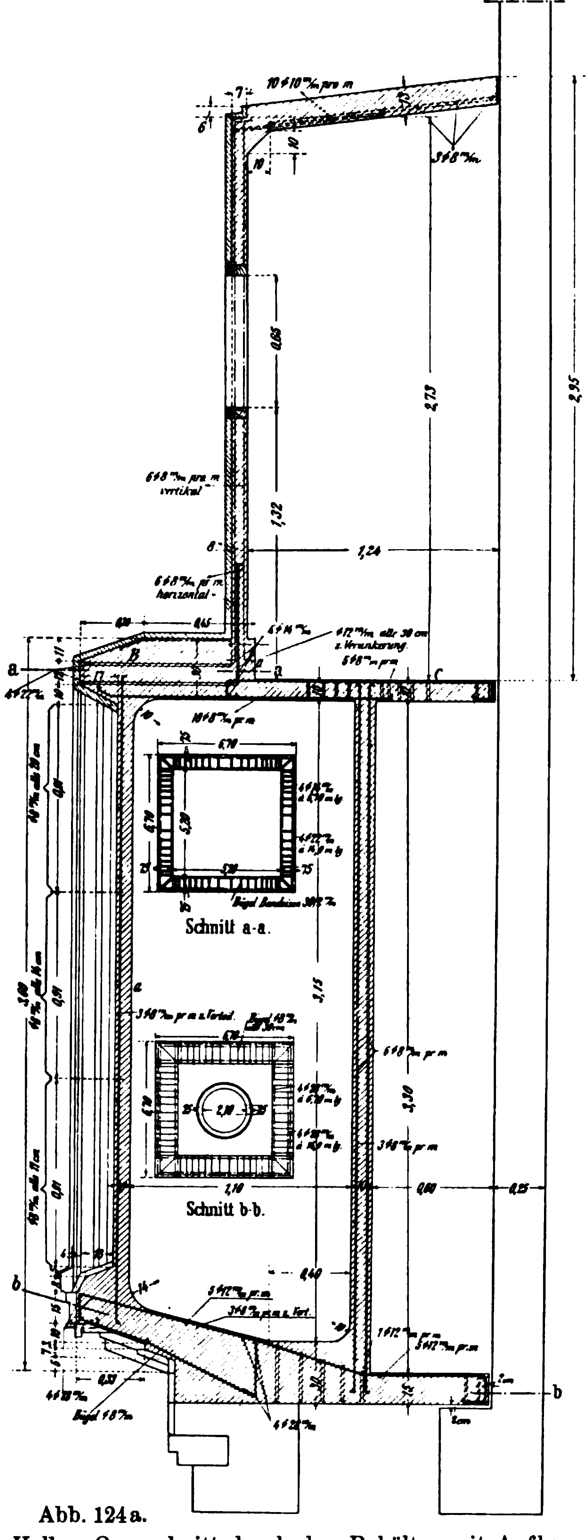


Abb. 124a.
Halber Querschnitt durch den Behälter mit Aufbau.

[1]) Siehe auch Band III. S. 245. Ausführende Firma Grün u. Bilfinger.
[2]) Näheres Handbuch für Eisenbetonbau, Band III, S. 639 bis 641.

Hochbehälter und sonstige Wasserbauten.

Bei allen bis heute üblichen Konstruktionsformen für Hochbehälter in Eisenbeton, die aus dem Bestreben nach möglichster Materialersparnis hervorgegangen sind und trotz solidester Durchführung sich wohlfeiler herstellen lassen als die Eisenbehälter, werden verschiedenartige Kragkonstruktionen angewendet. Diese Konstruktionen geben auch die Möglichkeit, Behälter mit außerordentlich eingeschränkten Auflagerflächen auf Schornsteine aufzusetzen.[1]) In Band III, S. 453 ist ein Behälter dieser Art erwähnt, der auf acht Eisenbetonkonsolen von 1,65 m

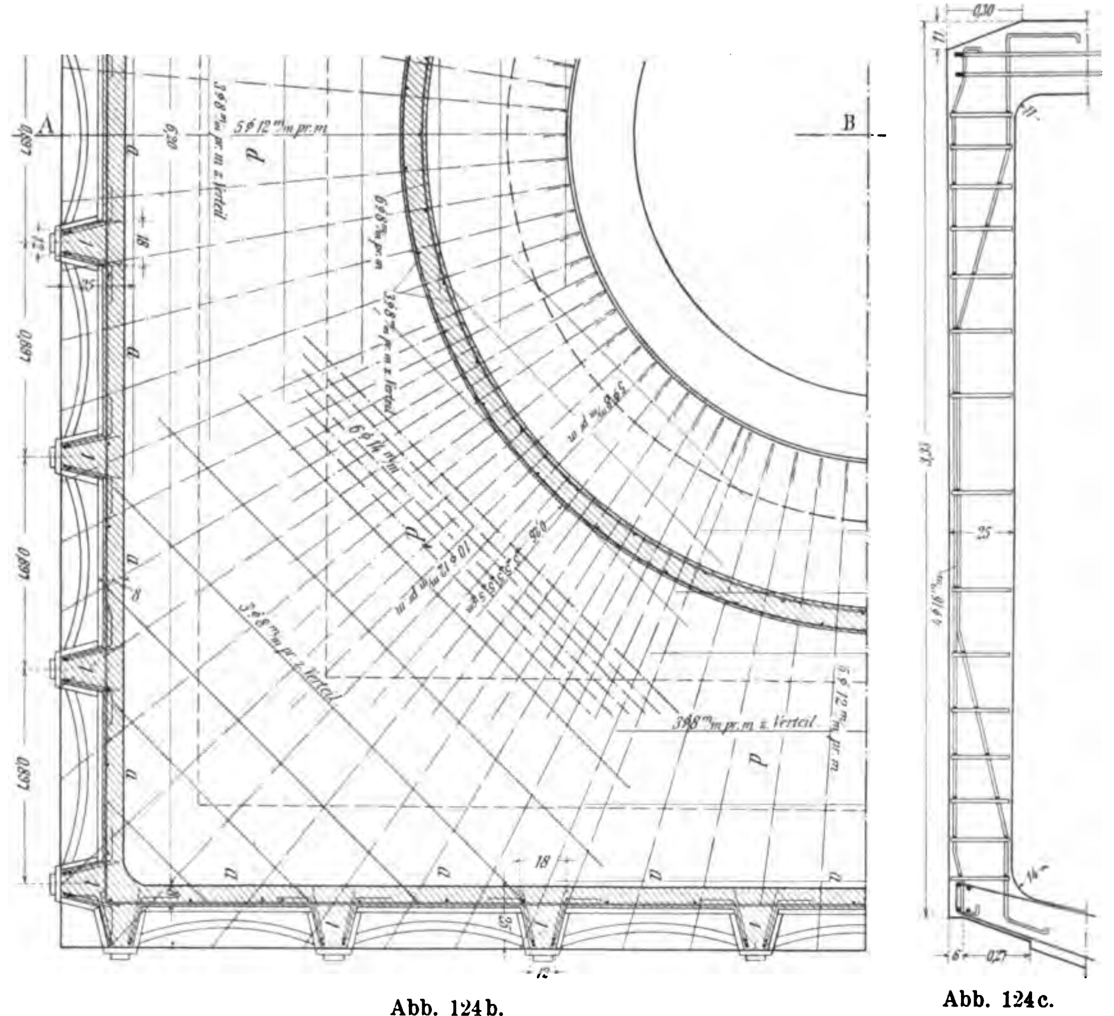


Abb. 124b.
Horizontalschnitt durch den Behälter.

Abb. 124c.
Schnitt durch einen Balken 1.

Ausladung ruht und überdies einen 50 cm breiten, ringförmigen Laufsteg trägt. Ähnliche Anwendungen finden sich an Leuchttürmen.[2]) Als weiteres erwähnenswertes Beispiel will ich hier eine eigenartige Konstruktion hervorheben, die an dem Wasserturm der technischen Hochschule in Breslau von der Firma Carl Brandt ausgeführt

[1]) Siehe auch Band III, S. 460, Kühlbehälter in Harlé, ebendort Tafel V, Wasserturm bei Zee-Brügge; ferner Band IV, S. 248, Wasserturm der Villa Hennebique.

[2]) Handbuch für Eisenbetonbau, Band III, Tafel IV, Leuchtturm von Nikolajew; ferner III, 3, S. 685, Abb. 49.

wurde (Abb. 124a bis c). Der Turm hat quadratischen Grundriß und umschließt einen 40 m hohen Schornstein von 2,10 m Durchmesser. Der Wasserbehälter sollte etwa 80 m³ fassen und sich lediglich auf die Außenmauern des Turmes (von je 5,35 m Seitenlänge) stützen, derart, daß der Schornstein unbelastet blieb und die infolge der hohen Temperaturen notwendige, unbeschränkte Bewegungsfreiheit behielt. Überdies mußte von der inneren zylindrischen Behälterwand eine freitragende Treppe ausgekragt werden. Der Behälter erhielt 6,20 m Lichtweite und 3,15 m Höhe. Der Behälterboden mußte nach außen und innen über die Turmmauern frei aus-

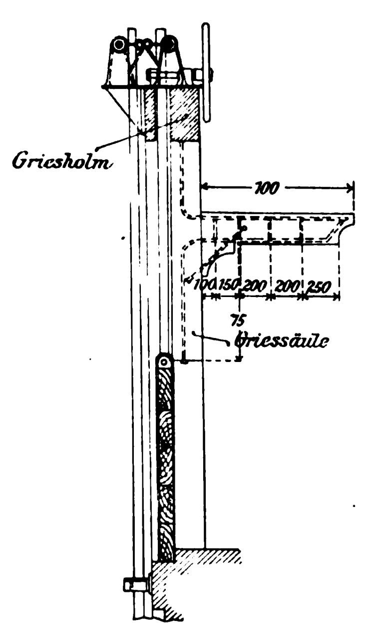


Abb. 126. Laufbrücke eines beweglichen Wehrs.



Abb. 125. Wasserturm der technischen Hochschule in Breslau.

gekragt werden und hat an den Auflagern eine Konstruktionsstärke von 30 cm. Die Außenwände des Behälters sind als Rippenplatten ausgebildet und übertragen den Wasserdruck auf die beiden quadratischen steifen Rahmen, die Boden- und Deckenplatte umschließen. Auf der Deckenplatte stehen die Wände eines achteckigen Aufbaues für eine Beobachtungsstation, ebenfalls in Eisenbeton konstruiert. Die Deckenplatte ist nach dem Prinzip der weiter oben behandelten Scheinkonsolen behandelt, mit übereck gelegten Verstärkungseisen, welche auch in dem Behälterboden zur Verminderung der inneren Auskragung in diagonaler Richtung gebraucht wurden. Die Ansicht des fertigen, mit Kupfer verkleideten Turmes gibt Abb. 125.

An sonstigen Kragkonstruktionen für Wasserbauten will ich noch die an Wehren gebräuchlichen erwähnen. Abb. 126 zeigt die Konstruktion einer Laufbrücke an einem beweglichen Wehr, welche von den massiven Griesholmen ausgekragt wurde, und Abb. 127 einen Wasserüberlauf, der aus besonderen Gründen in Auskragung gebaut werden mußte.



Abb. 127. Auskragung eines Überfallwehres.

Kragkonstruktionen an Brücken.

In Ergänzung des in Band III/3 gelegentlich Gesagten soll hier einiges über die Anwendung von Kragteilen an Brücken erwähnt werden. Die Fußsteige an Eisenbahn-, Straßenbrücken und Aquadukten werden meist von der Haupttragkonstruktion der Brücke ausgekragt, zur Erzielung einer Entlastung der Querträger, Verbilligung der Pfeiler- und Fundierungskosten oder lediglich des besseren Aussehens wegen entweder als einfache Plattenkonsolen oder mit Rippenkonsolen, die wieder entweder die Verlängerung der Querträger bilden oder aber, bei Anordnung einer größeren Anzahl von Hauptträgern in kleineren Entfernungen, als Versteifungsbalken (Traversen) die Hauptbalken durchdringen. Die Konsolen werden, wenn sie unverhüllt bleiben, möglichst einfach profiliert, wie es sich eben in der Holzverschalung ermöglichen läßt, wobei immerhin auch ohne Verputz und Steinmetzarbeit starke architektonische Wirkungen zu erzielen sind. Eine 30 m weit gespannte Bogenbrücke in Golbardo, mit vorbildlicher Ausbildung der Konsolen, von dem spanischen Ingenieur Eug. Ribera im Jahre 1902 hergestellt, zeigt die Abb. 128. Oft werden nur einfache Randgesimse über die Brückenstirnen vorgekragt zur Erzielung einer gewissen Schattenwirkung, was konstruktiv einfach durchzuführen ist; ein Beispiel mit Konstruktion eines massiven Geländers zeigt der Brückenquerschnitt (Abb. 129) einer Überführung der Strecke Zittau—Löbau.[1]) Massive Brüstungen müssen mit Rücksicht auf horizontalen Kräfteangriff, insbesondere durch Menschengedränge, konsolartig bewehrt werden. Das geschieht durch vertikale Eiseneinlagen an der Innenseite und Verankerung in der Fußsteigplatte. Mit Rücksicht auf Windangriff werden übrigens auch an der Außenseite Eisen eingelegt. Für die Berechnung der Fußsteigkonsolen wird meist eine Belastung des Geländers mit 100 kg für 1 lfd. m angenommen.

Wie bereits erwähnt, ist die Anwendung von Konsolen bei Brücken mit Quer-

[1]) Ausführende Firma Joh. Odorico, Dresden.



Abb. 128. Brücke in Golbardo.

trägerkonstruktionen vorteilhaft, weil die Querträger dadurch entlastet werden. Es entsteht nun die Frage, wie groß man aus ökonomischen Gründen die Ausladung im Verhältnis zur Stützenentfernung der Querträger wählen soll. Ist nach Abb. 130 die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern l, die Größe der (beiderseitigen) Ausladung l_1, das Eigengewicht im Mittel g für 1 lfd. m und die Nutzlast p für 1 lfd. m Konsole, so ergibt sich für Vollbelastung der Konsolen und gleichzeitiger Entlastung des Trägerteils zwischen den Stützen ein Moment $M = 0$ in der Mitte, wenn

$$l_1 = \frac{g\,l}{2\,p}\left(-1+\sqrt{1+\frac{p}{g}}\right) \quad . \quad 1)$$

Will man aber mit Rücksicht darauf, daß ein Teil der Konsoleisen an der Oberkante der Querträger durchläuft, auch negative Momente in der Mitte der Querträger zulassen, so kann die Ausladung der Konsolen wesentlich größer gewählt werden. Häufig läßt man die Hälfte der Konsoleisen oben durchlaufen, während die andere Hälfte auch als Bewehrung an der Unterkante des Querträgers dient und dementsprechend abgebogen wird. Ist die Balken-

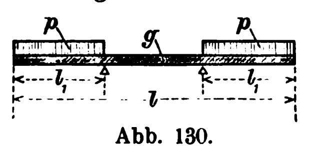


Abb. 130.

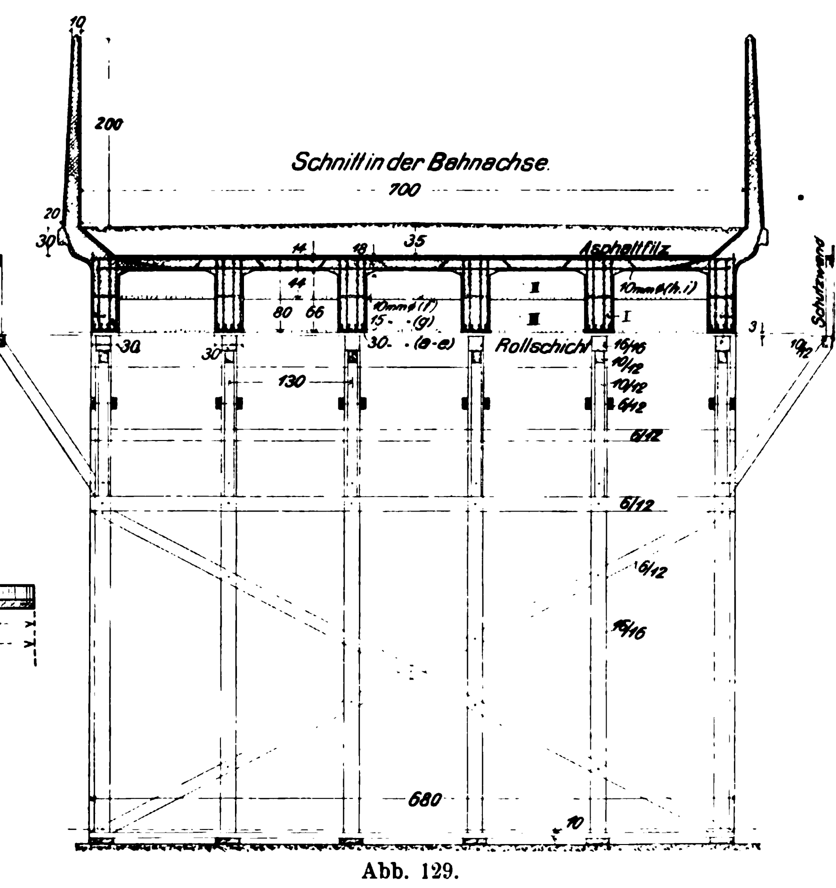
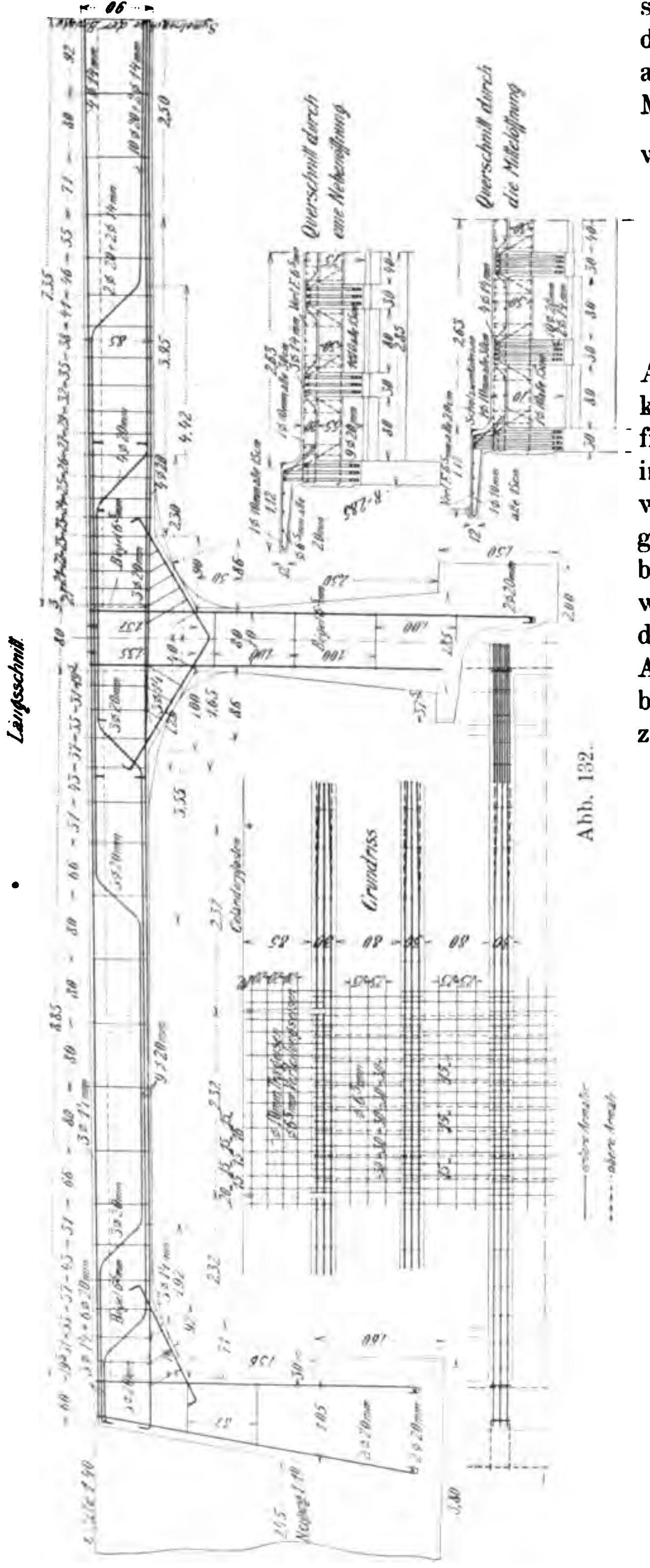


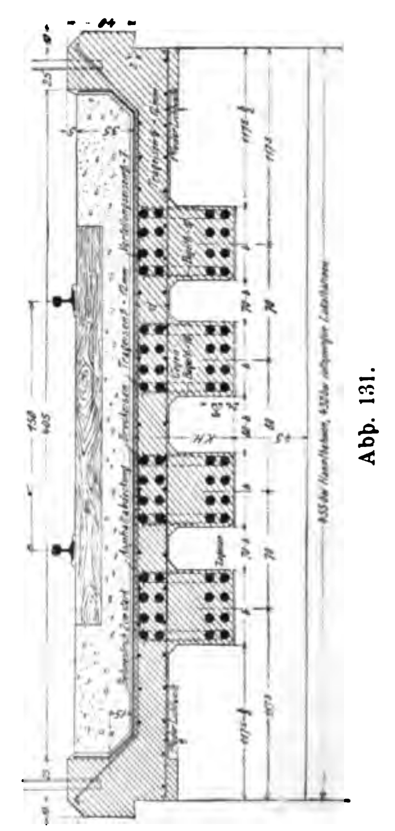
Abb. 129.


Abb. 132.

stegbreite und -Höhe in der Mitte des Querträgers ebenso groß wie am Auflager, so kann das negative Moment in der Mitte annähernd werden $M = \frac{M_0}{2}$, und dann wird

$$l_1 = \frac{g\,l}{p-g}\left(-1+\sqrt{1+\frac{p-g}{2\,g}}\right) \quad . \quad 2)$$

Bezüglich der konstruktiven Ausbildung der Brückenkonsolen kann im allgemeinen auf bereits früher (siehe Kragkonstruktionen im Hochbau) Gesagtes verwiesen werden, sofern die Kragplatten in gleicher Höhe liegen wie die Fahrbahnplatten; eine unwesentliche Abweichung ergibt sich für Eisenbahndurchlässe durch Ausbildung der Aufkantung, welche das Schotterbett hält. Eine gute Durchbildung zeigen die Durchlässe, welche in


Abb. 131.

den letzten Jahren bei den k. k. österreichischen Staatsbahnen hergestellt wurden. Abb. 131 gibt hiervon ein Beispiel.

Wenn die Kragplatten unter den Fußsteigen, wie das häufig vorkommt, höher als der übrige Teil der Fahrbahnplatte liegen, so ist die richtige Bewehrung etwas schwieriger. Jede Knickung gezogener Stäbe ruft notwendig Druckspannungen in dem einhüllenden Beton wach, für deren Aufnahme gesorgt werden muß, wenn gewisse unangenehme Folgeerscheinungen vermieden werden sollen. Insbesondere dann, wenn an der konkaven Seite des Knickes wenig Betonmasse vorgelagert ist, hat die Streckung des Eisens die Tendenz, die Ecke aus dem Beton herauszusprengen.

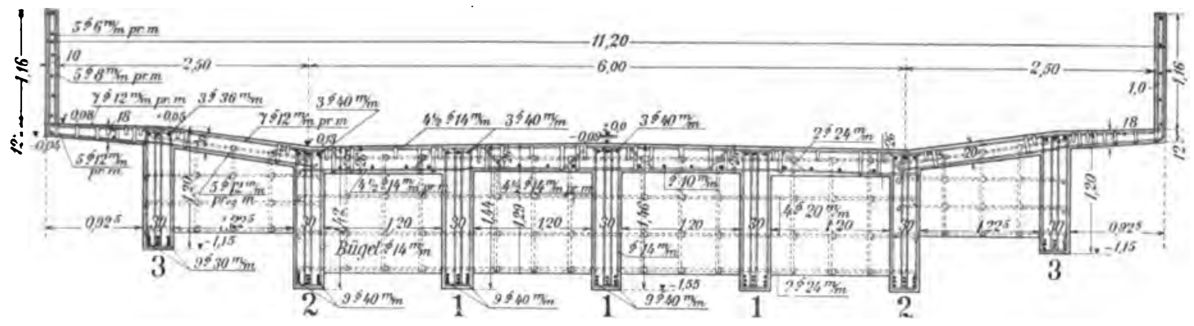


Abb. 133. Querschnitt der Bochumer Brücke.

Ist der Beton bei entsprechender Verteilung des Druckes imstande, diesen aufzunehmen, so kann ein quer zu den geknickten Eisen in den einspringenden Winkel eingelegter Stab die Konstruktion verbessern, im anderen Falle ist es vielleicht möglich, die geknickten Eisen durch Bügel (Schlingen) nach der konvexen Seite in den Beton zu verankern.

Manchmal werden auch an Stelle der durchlaufenden Bewehrung in die Konsolplatten besondere, kürzere Eisen eingelegt, die in dem Randbalken (bezw. Hauptbalken) der Brücke eingespannt sind (Abb. 132). Eine andere Lösung zeigt der

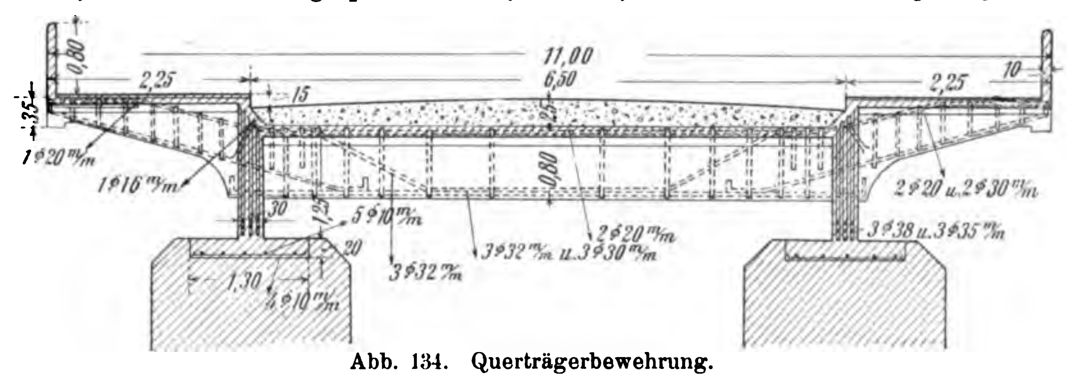


Abb. 134. Querträgerbewehrung.

Querschnitt der Bochumer Brücke (Abb. 133); um die Kontinuität der Fahrbahntafel nicht zu stören und anderseits an Auffüllung und Belastung unter den überhöhten Fußsteigen zu sparen, wurde die Fahrbahnplatte an beiden Seiten der Fahrstraße, allmählich ansteigend bis zum Niveau der Fußsteige, angeordnet.

Ähnliches wäre im übertragenen Sinne von der Ausbildung der Auskragungen mit Konsolrippen zu sagen. In Abb. 134 ist ein solcher Brückenquerschnitt dargestellt mit Anordnung zweier Hauptbalken. Die Konsolen sind so weit ausgekragt,

daß sie den Querträger wesentlich entlasten. An den Knickpunkten der gezogenen Eisen sind Verteilungseisen unterlegt. In den Konsolrippen können Aussparungen zur Aufnahme von Rohrleitungen usw. gemacht werden. Manchmal werden geschlossene, durch Deckelplatten zugängliche Hohlräume verlangt zur Aufnahme der Kabel, Gas- und Wasserleitungen. wie bei der im Jahre 1906 durch Westermann, Innsbruck ausgeführten Sillbrücke (Abb. 135). Die Konsolen haben 2 m Ausladung

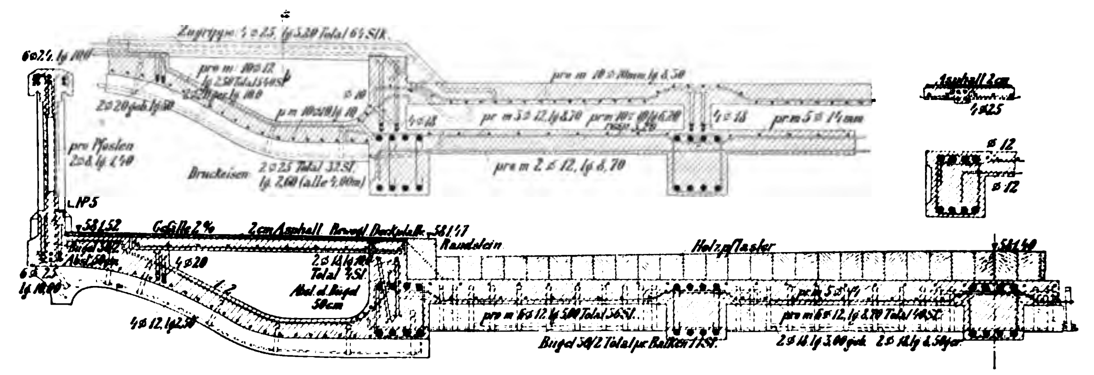


Abb. 135. Konsolrippen mit Aussparungen für Leitungen.

und sind in Zug- und Druckrippe geteilt, und auf erstere sind die Eisenbetonabdeckplatten über den Hohlräumen verlegt.

Nicht selten sind die Fahrbahnplatten von Eisenbahnüberführungen als Beton- bezw. Eisenbetonkappen zwischen Walzträgern herzustellen, insbesondere auch in Preußen, wo sich die Königliche Eisenbahnverwaltung auf diesem Gebiete noch nicht zur Anwendung der reinen Eisenbetonbauweise entschließen konnte. Die ausgekragten Fußsteige müssen natürlich eine entsprechende Eisenbewehrung erhalten. So hat sich bei den Bahnneubauten der letzten Jahre ein besonderer Typus eingeführt, wie ihn etwa Abb. 136, eine Straßenüberführung der Strecke Brockau (Breslau) – Groschowitz, zeigt. Die Hauptträger sind mit Schraubenbolzen (bei anderen Überführungen mit Flacheisen) gegeneinander verankert, und die Rundeisen an der Zugseite der Konsolplatten sind einerseits um den Oberflansch des Randträgers umgehakt, während sie mit dem anderen Ende ein entsprechend gelochtes Winkeleisen, das an dem Konsolrand eingelegt wird, umfassen. Mit dem Winkeleisen und dem Steg des Randträgers sind die schräg abgebogenen Geländerstützen vernietet. Die ganze Eisenkonstruktion wird fertig montiert und erst dann mit Beton ausgestampft.

Abb. 136. Fußsteigauskragung an Trägern.

In Frankreich wurden alte eiserne Straßenbrücken, an denen die schwefligen Rauchgase der Lokomotiven oder die feuchte, salzige Luft gefährliche Verheerungen

angerichtet hatten (einzelne Konstruktionsteile waren von dem Rost bis auf die Hälfte des ursprünglichen Querschnitts reduziert), unter Aufrechthaltung des Verkehrs durch Eisenbetonumkleidung verstärkt und gleichzeitig vor weiterem Verfall geschützt. Die Abb. 47 u. 48 in Band III/3, S. 520 zeigen an dem Querschnitt einer Überführung



Abb. 137.



Abb. 138.



Abb. 138a.



Abb. 139.



Abb. 140.

bei Périgueux die Ausbildung der Fußsteigkonsolen.[1]) In Abb. 47 ist der Querschnitt vor der Rekonstruktion eingetragen mit den durch Rost entstandenen Verschwächungen gegenüber dem ursprünglichen Zustande.

[1]) Ausführender Hennebique, Paris.

Die Verbreiterung bestehender Brücken mit Hilfe von gegeneinander verankerten Konsolausbauten nach beiden Seiten habe ich bereits früher beschrieben. Die dort angeführten Methoden sind bei Aufrechthaltung des Verkehrs schwer durchführbar, und man versuchte mit Erfolg, das gleiche Ziel in solchen Fällen durch Verlegung fertig aufgebrachter Konsolplatten zu erreichen. So wurde der Viadukt von St. Florent (Département Cher) verbreitert.[1]) Die Eisenbahngleise auf der Brücke durften dem Verkehr nicht entzogen werden, und die starke Inanspruchnahme machte sogar die Beschränkung des Betriebes auf ein Gleis unmöglich; überdies gestattete die große Höhe der Brückenfahrbahn über der Talsohle nicht die Aufstellung von Rüstungen an den Brückenstirnen, wie auch die Anwendung fliegender Gerüste nicht möglich war, so daß die Herstellung des Betons an Ort und Stelle umgangen werden mußte. Die Konsolplatten wurden in der Nähe der Brücke fertig hergestellt (Abb. 137 zeigt den Werkplatz) in Formen, die des oftmaligen Gebrauchs wegen mit Blech ausgekleidet wurden. Die Eisenbetonkörper (panneaux) hatten pfannenartige Form mit nach oben vorspringenden Zugrippen und wurden nach dreiwöchentlicher Erhärtung mit Hilfe eines Rollkrans von 2 t Tragfähigkeit auf den entsprechend vorbereiteten Brückenstirnmauern verlegt, welchen Vorgang die Abb. 138 u. 138a darstellen. Jeder Hohlkörper hatte vier Haken einbetoniert zur Aufhängung an den Rollkran. Der über den alten Brückenstirnen aufliegende Teil der Körper, der das Gegengewicht für die Ausladung von 1,25 bezw. 1,30 m bildet, wurde überdies mit eisernen Bügeln in das alte Mauerwerk verankert. Nachdem die Hohlkörper verlegt waren, wurde die restliche Arbeit, das Aufstampfen der Randbalken und die Ausfüllung der Hohlkörper an Ort und Stelle besorgt (Abb. 139). In drei Monaten (im Jahre 1907) war trotz all der Schwierigkeiten, welche die Aufrechthaltung des Verkehrs mit sich brachte, die Verbreiterung des 524 m langen Viadukts an der einen Seite vollendet. Ein Bild nach der Fertigstellung zeigt Abb. 140.

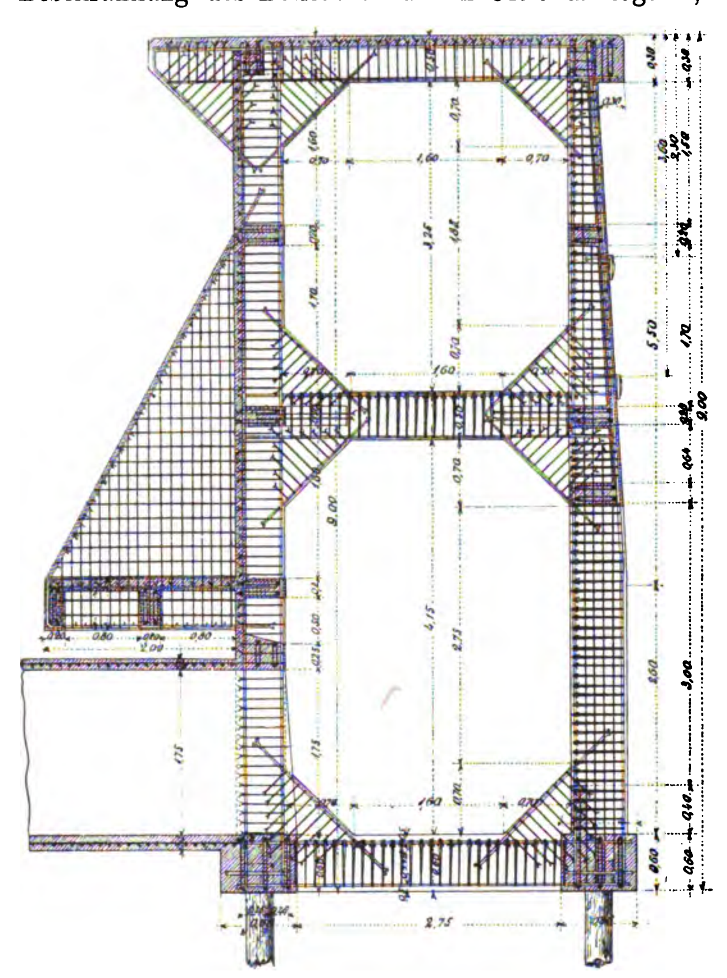


Abb. 141. Ladekai an der Seine.

[1]) Ausführender: Léauté. Konzessionär Hennebiques.

Auch an Lösch- und Ladebrücken oder Landungsstegen, welche in den meisten Fällen als Eisenbetonfachwerke auf Pfahlgründung hergestellt wurden, finden sich bemerkenswerte Kragkonstruktionen. Abb. 141 zeigt den Querschnitt eines Ladekais an der Seine[1]) und Abb. 142 den eines ähnlich konstruierten in Nantes an der Loire.[2]) Bei letzterem war die Auskragung an der Landseite nötig, um den auf Pfähle aufgesetzten Ladekai in seinen Setzungen von der anschließenden alten Kaimauer unabhängig zu machen. Schließlich zeigt noch die Abb. 143 die Anordnung der ausgekragten Fußsteige eines Landungssteges bei Sevilla. Zur Entlastung einer gefährdeten Kaimauer in Boulogne wurde eine ganz ähnliche Anordnung wie für den Ladekai in Nantes angewendet (Abb. 144).

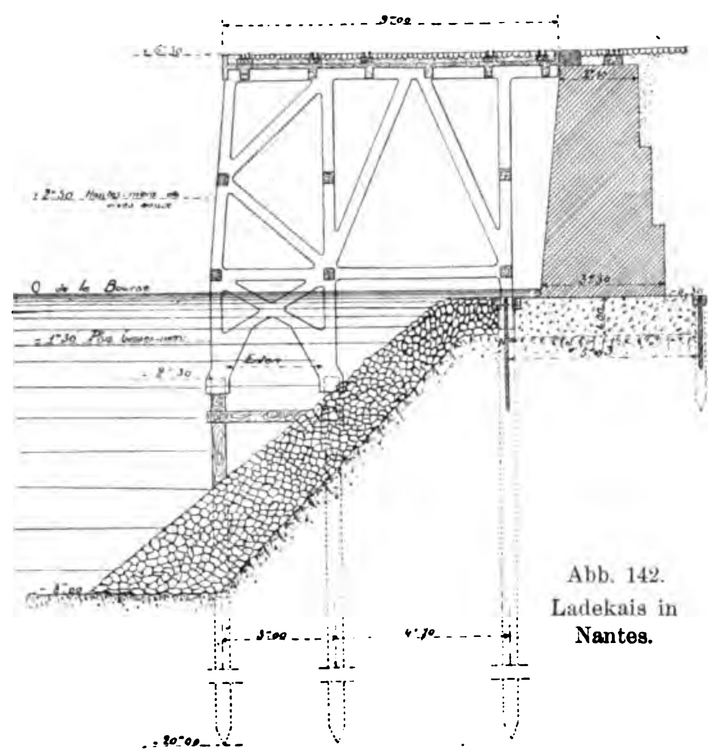


Abb. 142. Ladekais in Nantes.

Eine andere Art der Anwendung von Konsolen im Brückenbau ist die an

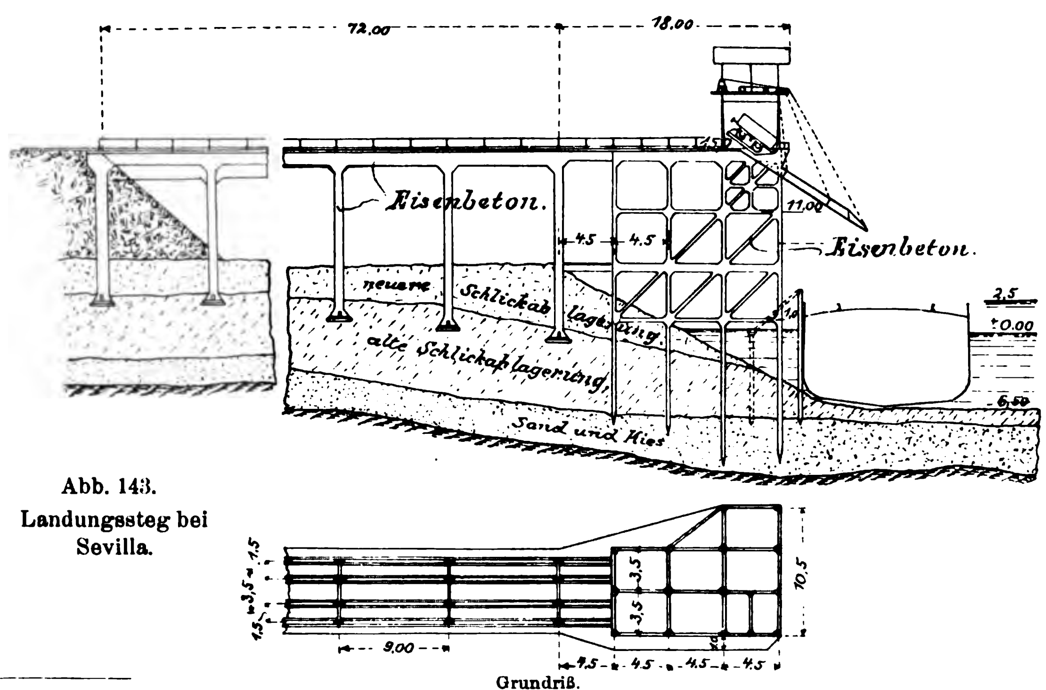


Abb. 143. Landungssteg bei Sevilla.

[1]) Von der Firma Coignet, Paris.

[2]) Ingenieur Ducos, Konzessionär Hennebiques

Brückenjochen und Pfeilern. Ein Beispiel der ersten Art bietet ein in Gennevilliers erbauter Eisenbahnviadukt (Abb. 145). Auf die an den Jochen ausgekragten Konsolen legt sich der Randbalken, der das Schotterbett einfaßt und von dem wieder die kleinen Fußsteigkonsolen ausgekragt sind. Abb. 146 zeigt einen Querschnitt durch die Konsolen mit den Eiseneinlagen.[1] Wichtiger ist die Anwendung, welche es ermöglicht, auf gut fundierte alte Pfeiler neue Brückenkonstruktionen mit größeren Fahrbahnbreiten aufzulegen. Ein Beispiel einer solchen Konstruktion gibt die Montbrillantbrücke über den Bahnhof Lausanne, die mit 10 m Breite an Stelle einer 5 m breiten eisernen Brücke hergestellt wurde (Abb. 147). Von den alten Pfeilerköpfen wurden zunächst kräftige Konsolköpfe 1,55 m nach beiden Seiten ausgekragt und die Zuganker, bestehend aus 8 R.-E. 24 mm, in eine 30 cm starke Betonplatte eingebettet, die den neuen Pfeilerkopf mit Gesimsen usw. bildet und die Kipplager für die Brückenbalken trägt. Quer unter den Zugankern liegen noch 4 R.-E. 12 mm auf 1 m als Verteilungseisen. An den Spitzen der erwähnten Konsolköpfe wurden die Randbalken der neuen Fahrbahntafel aufgelegt und von diesen die Fußsteige weitere 1,20 m vorgebaut. Sollen zwei Brückenfelder über dem gemeinsamen

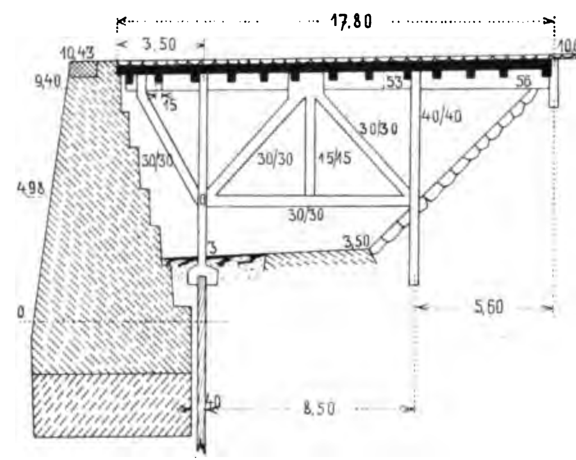


Abb. 144. Kaimauer in Boulogne.





Abb 145. Eisenbahnviadukt in Gennevilliers.

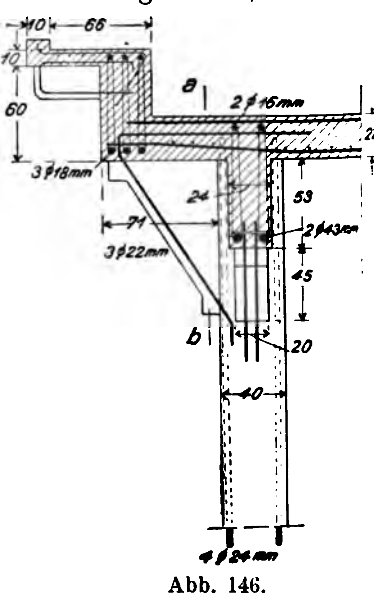


Abb. 146.

Mittelpfeiler Trennungsfugen mit Rücksicht auf Temperaturbewegungen erhalten, so können Konsolen in der Längenrichtung der Brücke an den Pfeilerköpfen ausgekragt werden, um die Auflager der frei aufliegenden Balken zu vergrößern. Ein Beispiel

[1] Näheres Beton u. Eisen 1906, Heft XI.

einer solchen Verbreiterung an Eisenbetonpfeilern bietet Abb. 148 von einer in Italien ausgeführten Straßenbrücke.

Kragbrücken. Die Anwendung der Kragbrücken im Eisenbetonbau ermöglichte es, über die sonst in ökonomischer Hinsicht für Balkenbrücken zulässigen Spann-

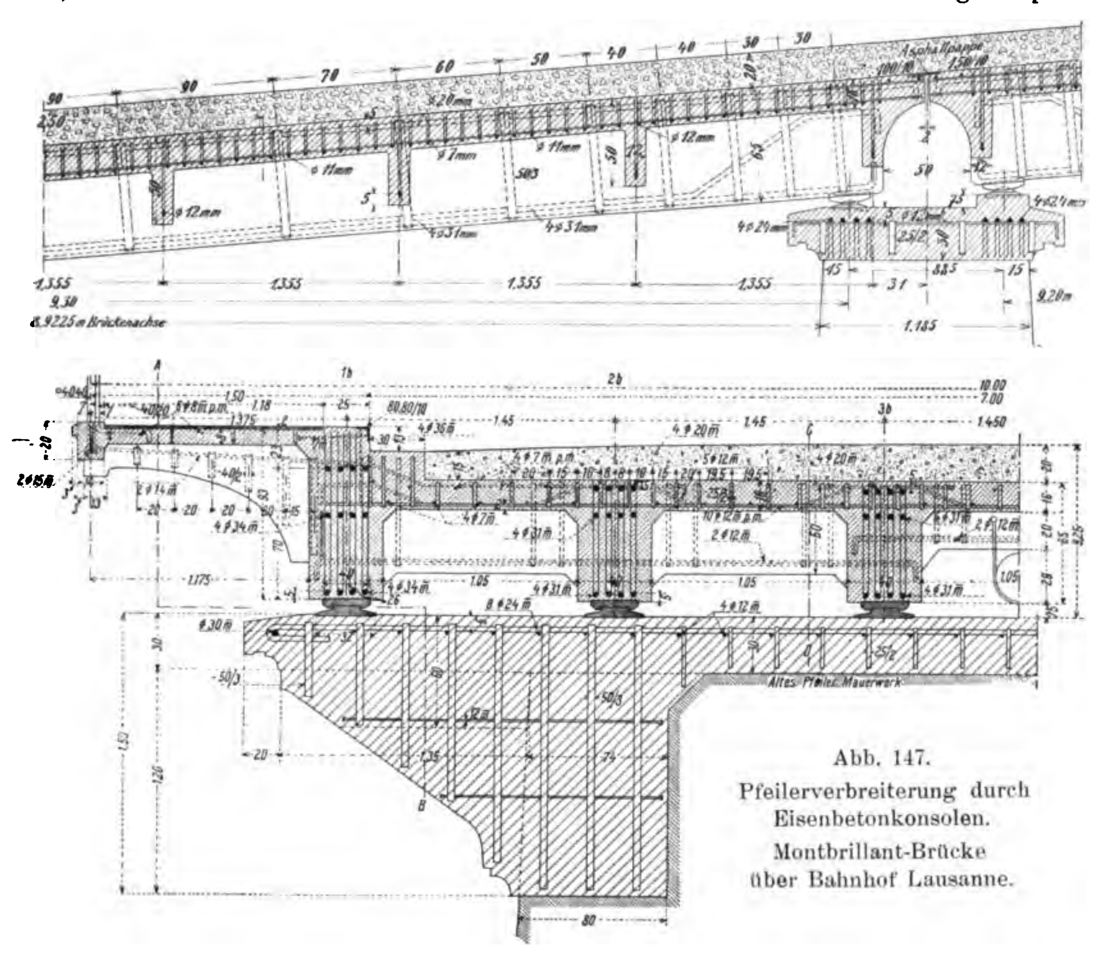


Abb. 147.
Pfeilerverbreiterung durch Eisenbetonkonsolen.
Montbrillant-Brücke über Bahnhof Lausanne.

weiten von 16 bis 20 m wesentlich hinauszugehen. Der in der Natur des Materials gelegene Nachteil des großen Eigengewichts wird durch diese Anordnung bedeutend vermindert Für Straßenüberführungen über mehrere nebeneinander liegende Gleise

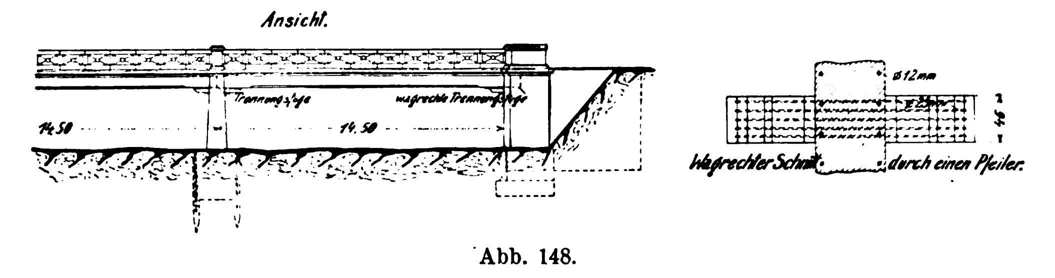


Abb. 148.

und Beschränkung in der Konstruktionshöhe ist das Kragträgersystem außerordentlich vorteilhaft, aber auch für Flußbrücken ist es in gewissen Fällen brauchbar. Vorteilhafter für letztere und auch bei ganz außergewöhnlichen Spannweiten anwendbar

sind die in Frankreich und Belgien ausgeführten Cantileverkonstruktionen. Für die Bemessung der Kragarmlängen sind ähnliche Erwägungen anzustellen wie weiter oben bei den Fußsteigauskragungen, auch wäre die äußere Stabilität bezw. Kippsicherheit des Kragträgers bei Vollbelastung eines Kragarms und Entlastung zwischen den Stützen und über dem anderen Kragarm zu untersuchen, wobei an die Spitze des einen Kragarms überdies die größtmögliche Einzellast (Dampfwalze, Dampfpflug) zu stellen ist. Betrachtet man in Abb. 149 den Punkt D als Drehpunkt, so besteht die Bedingung

$$\frac{g \cdot (l - l_1)^2}{2} > P l_1 + \frac{(g + p) \cdot l_1^2}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 3)$$

oder

$$l_1 < -\frac{P + gl}{p} + \sqrt{\left(\frac{P + gl}{p}\right)^2 + \frac{gl^2}{p}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 4)$$

Doch ist bei den weitgespannten Balkenbrücken, die hier in Betracht kommen, das Eigengewicht g im Verhältnis zu den beweglichen Lasten so groß, daß die Grenze der äußeren Stabilität auch nicht annähernd erreicht wird. Maßgebend für

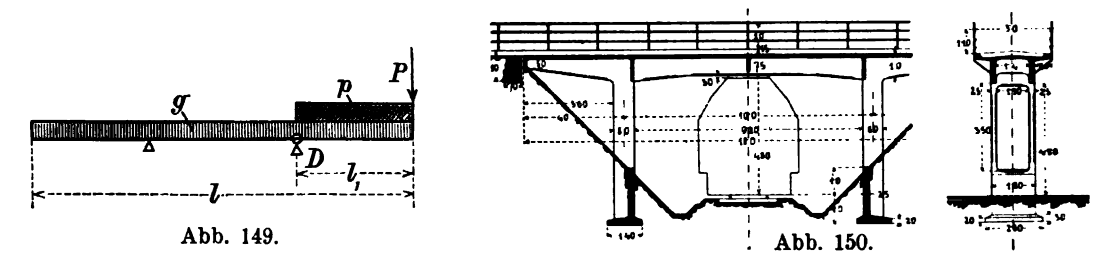


Abb. 149. Abb. 150.

die Bemessung der Auskragung l_1 sind meist andere Erwägungen. Der im allgemeinen T-förmige Rippenquerschnitt, der für die größten positiven Momente zwischen den Stützen vorteilhaft ist und für diese dimensioniert wird, ist zur Aufnahme größerer negativer Momente wenig geeignet, und dadurch ist die Ausladung l_1 in bestimmte Grenzen gewiesen, die sich allerdings nicht allgemein rechnerisch festlegen lassen, vielmehr außer von den zulässigen Druckspannungen in ökonomischer Hinsicht von dem Preisverhältnis zwischen Beton und Eisen abhängig sind. Wenn das vorgeschriebene Lichtraumprofil keine oder nur eine geringe Vergrößerung der Konstruktionshöhe an den Auflagern gestattet, so tritt eine weitere Beschränkung des Verhältnisses $\frac{l_1}{l}$ ein, und in solchen Fällen wurde dieses Verhältnis bisher selten größer als $^1/_4$ bis $^1/_5$ gewählt

Nicht allein der Zweck der Entlastung der Mittelöffnung, sondern auch andere Gründe, wie Ersparnis an Fundationskosten, die Notwendigkeit von Schiffsmastendurchlässen in Flußbrücken, streckenweise Beschränkung der Konstruktionshöhe und schließlich auch Rücksichten auf gefälliges Aussehen können zur Anwendung von Auslegerbrücken führen. Man hat auch bereits die Einführung der Gelenkbrücken Gerberschen Systems in den Eisenbetonbau versucht.

Die Anwendung einer Kragbrücke für eine Straßenüberführung über einen Einschnitt zeigt Abb. 150. Hauptzweck war dabei die Ersparnis an Betonmengen und Fundierungskosten für die Pfeiler. Die kleinen Widerlager an den Böschungsrändern können auch durch Schildwände, die an die Balkenköpfe direkt befestigt sind, ersetzt werden.

Zu den bedeutendsten Ausführungen auf dem Gebiete der Kragbalkenbrücken gehört die 105 m lange, 11,2 m breite Straßenbrücke, welche über den Bahnhof Bochum-Nord führt.[1]) Sie setzt sich aus drei voneinander getrennten Kragbrückensystemen zusammen. Der mittlere und interessanteste Teil der Konstruktion ist ein zweiarmiger Kragträger von 44,4 m Gesamtlänge und Ausladungen von 9,2 m (Abb. 152). Die Brücke wurde für 30 t schwere Dampfstraßenwalzen mit entsprechenden Zuschlägen für Stoßwirkungen berechnet. Die Konstruktionshöhe ergab sich mit 2,24 m in der Mitte zwischen den Pfeilern und mit 2,74 m am Auflager bei einer Stegbreite von 40 cm und 1,5 m Rippenabstand. Ferner waren am Auflager 10 R.-E. von 42 mm Durchm. an der Zugseite und 4 R.-E. von 42 mm Durchm. an der Druckseite für jede Rippe erforderlich. In Abständen von 4 bis 6 m sind die Hauptbalken durch Traversen versteift. Auf bewegliche Lagerung wurde trotz der bedeutenden Balkenlänge verzichtet, von der Erwägung ausgehend, daß die etwa 16 m hohen Pfeiler die durch die Temperaturänderungen verursachten Pendelbewegungen auch ohne Gelenkanordnung leicht mitmachen können. Die Fugen an den Konsolköpfen wurden entsprechend dimensioniert. An den Mittelteil der Brücke schließen sich beiderseits einarmige Kragträger an. Auch die massiven Geländer sind durch die durchgehenden Fugen geteilt.[2]) Die Abb. 151 zeigt eine Gesamtansicht der Brücke.[3])

Abb. 151. Kragbrücke in Bochum.

Abb. 152.

In Memphis in den Vereinigten Staaten wurde eine Kragbalkenbrücke von 30,5 m lichter Spannweite hergestellt, welche eine Straße über 6 Gleise überführt; die beiden Hauptträger mußten mit Rücksicht auf die außerordentlich beschränkte Konstruktionshöhe über die Fahrbahn nach oben vortreten, und letztere mußte infolgedessen aufgehängt

[1]) Ausführender: Karl Brandt, Düsseldorf.
[2]) Siehe auch Handbuch für Eisenbetonbau III. 3, S. 463 bis 466.
[3]) Die Anordnung einer Kragkonstruktion zur Freihaltung eines Schiffsmastendurchlasses zeigt Abb. 153.

werden (Abb. 154a u. b). Die den mittleren Teil entlastenden Kragarme sind in der Brückenansicht (Abb. 155) nicht wahrnehmbar, sondern hinter den Widerlagern verborgen, aus denen sie 6,4 m weit nach hinten vorspringen. Die Brücke hat eine bogenartige Form, doch ist dies nicht durch die Konstruktion der Brücke an sich bedingt, sondern

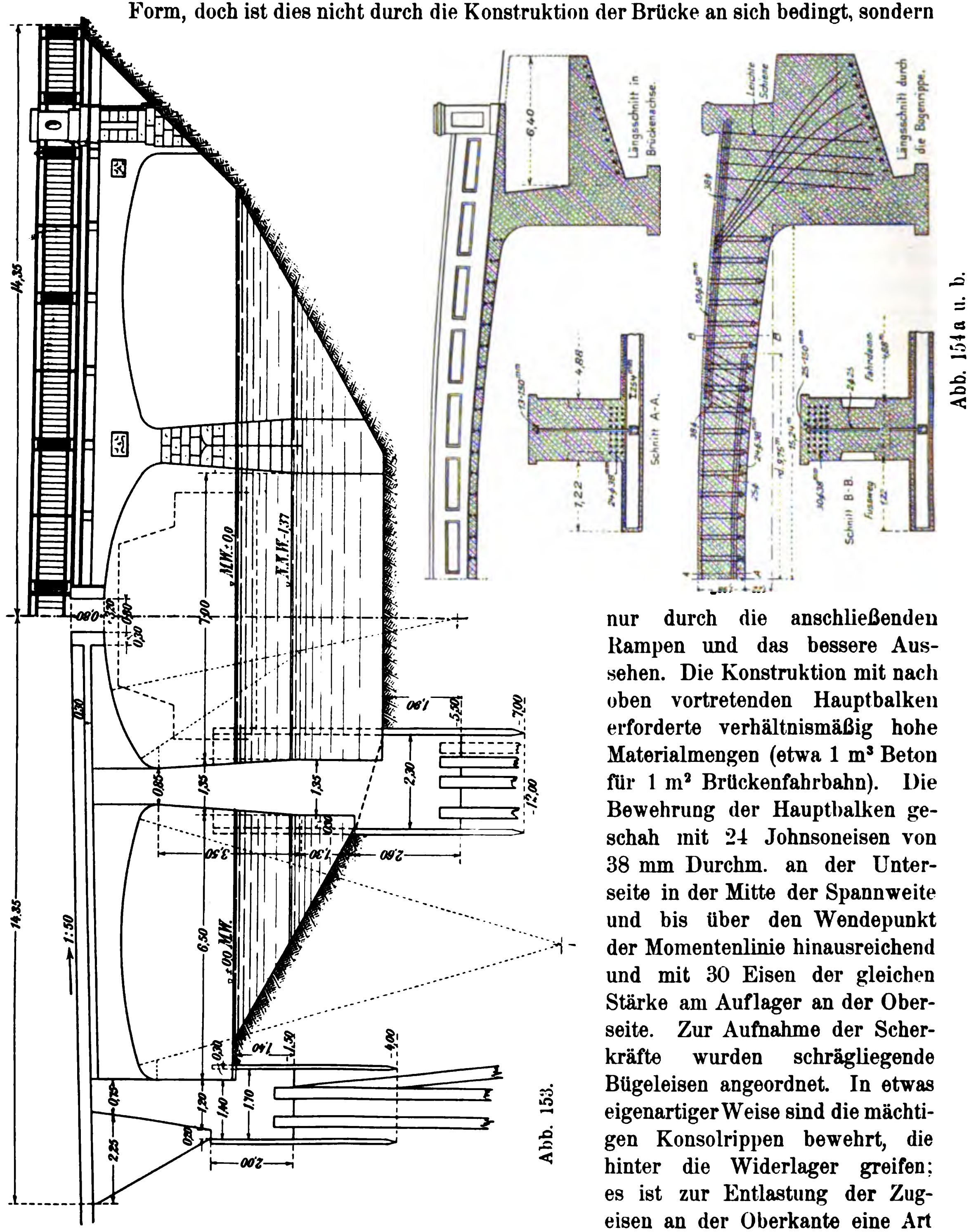


Abb. 153.

Abb. 154a u. b.

nur durch die anschließenden Rampen und das bessere Aussehen. Die Konstruktion mit nach oben vortretenden Hauptbalken erforderte verhältnismäßig hohe Materialmengen (etwa 1 m³ Beton für 1 m² Brückenfahrbahn). Die Bewehrung der Hauptbalken geschah mit 24 Johnsoneisen von 38 mm Durchm. an der Unterseite in der Mitte der Spannweite und bis über den Wendepunkt der Momentenlinie hinausreichend und mit 30 Eisen der gleichen Stärke am Auflager an der Oberseite. Zur Aufnahme der Scherkräfte wurden schrägliegende Bügeleisen angeordnet. In etwas eigenartiger Weise sind die mächtigen Konsolrippen bewehrt, die hinter die Widerlager greifen; es ist zur Entlastung der Zugeisen an der Oberkante eine Art

schräger Aufhängung vorgesehen. Die Fahrbahnplatte sowohl wie die Tragplatte zwischen den Konsolrippen sind mit I-Trägern bewehrt, die bei ersterer als aufgehängte Kragträger mit 5,94 m Spannweite zwischen den Aufhängepunkten und 1,75 m Ausladung für die Fußsteige gedacht sind (Schnitte *A—A* und *B—B*). Die Brücke wurde für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von 975 kg für 1 m² berechnet. Die Hauptbalken erhielten eine Konstruktionshöhe von 1,98 m an der Stelle des größten positiven Moments, also nur $^1/_{15}$ der lichten Weite der Brücke. Die Kosten der Brücke waren außerordentlich hohe, nämlich über 300 Mark für 1 m² einschließlich der Wider-



Abb. 155. Brücke in Memphis.

lager, wobei allerdings nicht nur die ungünstigen statischen Verhältnisse, sondern auch die Arbeitsverhältnisse zu berücksichtigen sind; denn es konnten Stützen für die Rüstung nur in 6 m Abstand zwischen den Gleisen gestellt werden. In bezug auf die Eisenbewehrung wäre noch zu erwähnen, daß sie in konstruktiver und ökonomischer Hinsicht dem heutigen Stande der Eisenbetontechnik nicht vollkommen entspricht.

Das Prinzip der Kragbalken hat François Hennebique in eigenartiger Weise zur Herstellung weitgespannter, außerordentlich leicht und elegant aussehender Fußwegüberführungen benutzt.

Abb. 156 zeigt eine dieser Überführungen, welche im Jahre 1900 in Lorient ausgeführt wurde. Die weitgespannte Mittelöffnung wird durch die treppentragenden Kragarme und, da diese allein nicht hinreichen, auch durch schwere Betonklötze entlastet, die an die Köpfe der Kragbalken gehängt sind. Die Klötze sind zwischen den Außenstützen in den Boden versenkt, ebenso wie die Versteifungsrippen zwischen Mittel- und Außenstützen. Die Abb. 157a u. b zeigen Längenschnitte durch die Tragkonstruktion einer ähnlichen Überführung, welche mit einer größten Stützweite von 29 m in Rotterdam ausgeführt wurde.[1])



Abb. 156. Fußwegüberführung in Lorient.

[1]) Hier ist auf die Ausführungen des Herrn Oberbaurats Dr. Ing. v. Emperger über Mängel, welche sich an dieser Überführung zeigten, hinzuweisen (Handbuch für Eisenbetonbau, IV. 3. S. 224).

Es ist zu beachten, daß bei dieser Anordnung die Gegengewichte der Betonklötze erst bei einer gewissen Belastung des Mittelfeldes, und zwar ziemlich plötzlich zur Wirkung kommen. Daraus könnte das Auftreten von Zugrissen im Beton an der Oberseite der Kragteile erklärt werden.

Hier ist auch eine Fußgängerbrücke zu erwähnen, welche in Landeshut in Schlesien ausgeführt wurde.[1])

Die Überführung hat eine Lichtweite von 20 m zwischen den Widerlagern; es wurden nun in die Widerlager eingespannte Freiträger kon-

Abb. 157a u. b. Fußwegüberführung in Rotterdam.



Abb. 158. Ourthebrücke in Rotterdam.

struiert, derart, daß der zwischengehängte Hauptträger für eine Spannweite von nur 15 m berechnet werden konnte. Doch wurden die hierbei angenommenen Gelenke nicht wirklich ausgeführt. Durch die erwähnten Annahmen gelang es, die Hauptbalken mit nur 90 cm Konstruktionshöhe, also kaum $^1/_{22}$ der Spannweite herzustellen. Ein Beispiel der sogenannten Kantileverkonstruktion ist die

[1]) Siehe Kersten I, „Brücken in Eisenbeton“, 1. Aufl., S. 78. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Ourthebrücke, welche gelegentlich der Weltausstellung im Jahre 1905 in Lüttich gebaut wurde.[1]) Es ist ein System von Bogenbalken mit 55 m Spannweite, 3,65 m Pfeilhöhe und beiderseitigen Kragteilen in Halbbogenform von 10,5 m Ausladung. Bei der Erprobung ließ man zwei Dampfwalzen und ein Lastautomobil von zusammen 65 t Gewicht auf der Brücke fahren, wobei sich eine größte Durchbiegung von nur 13 mm ergab, ferner ließ man Infanterie und Kavallerie auf der Brücke exerzieren, wobei sich 6 bis 8 mm Durchbiegung zeigten. Abb. 158 zeigt die Brücke während der Belastungsprobe.

Ferner ist hier ein anderes großes Werk, der Viadukt von Merxem über den Campine-Kanal zu erwähnen, mit 3 Mittelöffnungen von 44 m Spannweite und 22 m weit vorgekragten Halbbogen an den Enden. Die Kragbogen und die unmittelbar an-



Abb. 159. Viadukt in Merxem. (Bogenkragbrücke.)

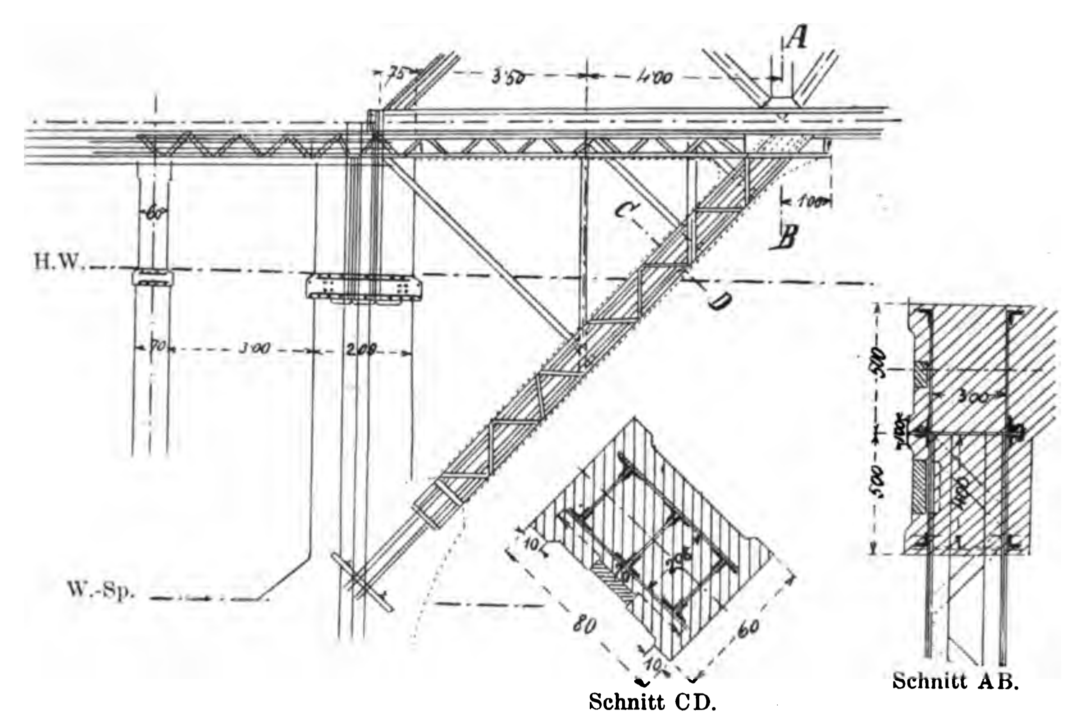


Abb. 160. Brücke bei Trégnier.

schließenden Bogenzwickel der Mittelöffnungen sind als steife Dreiecksfachwerke ausgebildet (Abb. 159). Durch diese Konstruktion konnte die Bedingung erfüllt werden,

[1]) Ausführender: Hennebique.

daß zwischen Kanalwasserspiegel und Konstruktionsunterkante auf eine Breite von 11 m eine Lichthöhe von 6,5 m frei bleibt. Bei der Probebelastung ergab sich unter dem Mittelbogen eine Durchsenkung von nur 4 mm statt der zulässigen von 44 mm.[1]) Schließlich möchte ich die eigenartig angelegten Widerlagskonsolen der Brücke bei Trégnier nicht unerwähnt lassen.[2]) Es sind Eisenfachwerke, deren auf Druck beanspruchte Stäbe in Eisenbetonbauart mit den übrigen Teilen kombiniert sind (Abb. 160). Die Konsolen haben 8,5 m Ausladung und reduzieren so die Spannweite von 88 m auf 71 m. Den Mittelteil bildet ein Dreigelenkbogen mit angehängter Fahrbahntafel.

[1]) Im Band III/3 des Handbuches, Tafel II, Abb. 5 u. 6 sind genauere Angaben über die Dimensionen zu entnehmen.

[2]) Näheres im Handbuch für Eisenbetonbau III/3, S. 521 bis 523.

f) Dachbauten.

Von Dr. Ing. **Rudolf Saliger**, Professor der k. k. Deutschen Technischen Hochschule zu Prag.[1])

I. Allgemeines, Belastung und Ausgestaltung der Dachflächen.

α) Anwendung der Dächer aus Eisenbeton.

Der Aufbau der eisenbewehrten Betondächer erfolgt im wesentlichen nach denselben Grundsätzen wie bei den Deckenkonstruktionen. Sie waren mit diesen die ersten Bauwerke, bei denen der Eisenbeton zur Anwendung gelangt ist und lassen daher die gleichen Spuren in der Entwicklung des neuen Baustoffs erkennen.

Bis jetzt hat der Eisenbeton im Dachbau noch nicht eine ähnlich vorherrschende Stellung zu erringen vermocht, wie z. B. im Innenbau der Gebäude; ja, man kann sagen, daß er sich als notwendiger Baustoff zur Zeit nur bei eingeschossigen Hallen eingebürgert hat, während er im übrigen den Holz- und Eisenkonstruktionen häufig noch hintangesetzt wird. Die Ursachen dieser Erscheinung sind mannigfacher Art. Oft ruhen sie in der Abneigung des Bauherrn und des Baumeisters gegen Neueinführungen an sich oder in der Sorge um zu schwere Belastung hoher Gebäudemauern durch massive Dachbauten. Anderseits sind die Ursachen häufig in den Schwierigkeiten der Herstellung gegeben. Die Einschalung insbesondere krummflächiger Dachformen bedingt einen Material- und Arbeitsaufwand, der die ausführende Firma zu hoher Preisstellung zwingt; hierzu tritt der weitere erschwerende Umstand, daß die Massen bei den im allgemeinen geringeren Abmessungen bedeutend kleiner als bei Decken und ähnlichen Ausführungen sind, und daß auch die Stampfarbeit häufig eine recht unbequeme ist. Diese Verhältnisse bedingen Preisforderungen, welche den Wettbewerb mit den älteren Herstellungsweisen manchmal von vornherein ausschließen, wenn nicht besondere Wünsche oder Vorteile den Vergleich begünstigen. Nichtsdestoweniger können auch unregelmäßige und krumme Dachflächen ein dankbares Feld für den Eisenbeton bieten, wenn ähnliche Formen sich oft wiederholen, wie dies in großen Städten der Fall ist, so daß die Kosten für die Schalung und auch der Arbeitsaufwand mit geübten Arbeitern geringer werden. Wenn auf dieser Grundlage dem Eisenbeton die Möglichkeit eines wirtschaftlichen Wettbewerbs gesichert ist, kann er im Dachbau ebenso wie auf anderen Gebieten vorherrschend werden; denn die Vorzüge des Materials kommen bei der in Rede stehenden Anwendung in hohem Maße zur Geltung.

Als besondere Vorteile kommen die denkbar größte Sicherheit gegen Feuer und die Unangreifbarkeit durch Witterungseinflüsse, Feuchtigkeit und Fäulnis in Betracht, welch letztere jegliche Unterhaltung entbehrlich macht. Bei städtischen industriellen Bauten fast noch wichtiger ist die unbegrenzte Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonkonstruktionen an die Form des gewünschten Raumes, der durch Gebälk und Stützen nicht geteilt werden braucht; hierdurch wird eine Raumausnutzung möglich, die mit Rücksicht auf die Grund- und Mietpreise notwendig und in gleichem Maße wohl nur vom Eisenbeton erreicht wird. Dort, wo Holz und Eisen durch die Einwirkung scharfer Dämpfe und Gase, wie in chemischen Fabriken und namentlich in den

[1]) Mit Benutzung des gesammelten Materials des Oberingenieurs O. Gottschalk in Detroit, früher in Berlin.

Nebenbetrieben großer Hüttenwerke, verhältnismäßig rasch zerstört werden, oder auch da, wo aus Bottichen, Kesseln usw. viel Wasser verdunstet und die Lebensdauer von Eisen und Holz wesentlich beeinträchtigt, ist vom rein kaufmännischen Gesichtspunkt aus eine höhere Kapitalanlage für eine Konstruktion aus Eisenbeton gerechtfertigt. Zwar ist in solchen Fällen eine gute Isolierung nach außen hin unerläßlich, um starke Tropfenbildung zu verhindern; das Material des Eisenbetons selbst aber wird durch Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel nicht angegriffen.

β) Allgemeine Anforderungen.

Neben der Standsicherheit als wichtigster Anforderung, welcher mit den Gesetzen der Statik und Festigkeitslehre zu genügen ist, spielen die Einflüsse der Temperaturänderungen mit den hieraus entstehenden Biegungsmomenten und den erforderlichen Trennungsfugen, sowie die Rücksichten auf die Isolierung und Abdeckung, auf die Entwässerung, Auflagerung und Belichtung wichtige Rollen.

Auch den ästhetischen Rücksichten sollte bei jedem größeren Dachbau — bei der weiten Sichtbarkeit und dem Einfluß des Daches auf die Wirkung des ganzen Gebäudes — so weit Rechnung getragen werden, als mit dem angestrebten Nutzzweck erreichbar erscheint. Um mit einer statisch richtigen Konstruktion an dieses Ziel zu kommen, genügt es nicht, daß sich der Konstrukteur den etwa gegebenen Umrißlinien willenlos anschließe, sondern er muß aus dem eigenen künstlerischen Empfinden heraus dem Material die Form zu geben suchen, welche diesem und dessen Statik und damit unserem Schönheitssinn am besten entspricht. Bei der Mehrzahl der ausgeführten Dächer aus Eisenbeton sind jedoch die äußeren Formen den früheren Ausführungen aus Holz und Eisen nachgebildet, und nur verhältnismäßig wenige Beispiele gaben bisher zu einem im Eisenbeton begründeten Dachtypus Gelegenheit.

γ) Belastung der Dächer.

Die Schneelast wird für flache Dächer bis 30° Neigung mit 75 kg/m² Grundriß, d. i. mit 0,60 m Höhe bei einem spezifischen Gewicht von 0,125 t/m³ angenommen. Bei stärkeren Neigungen können folgende Werte gelten:

Neigung	30	bis	35°,	70 kg/m²	Grundriß
„	35	„	40°,	60 „	„
„	40	„	45°,	50 „	„
„	45	„	50°,	25 „	„
„		über	50°,	0 „	„

Für die Berücksichtigung des Winddrucks genügt in der Regel eine Annahme $w = 125$ kg/m² senkrecht getroffene Fläche; bei freistehenden Bauwerken ist w nötigenfalls bis 250 kg/m² zu erhöhen. In Österreich ist die Annahme $w = 170$, die allenfalls bis 270 kg/m² zu vergrößern ist, vorgeschrieben.

Für kleine und mittlere Dachneigungen erscheint die überschlägliche Schätzung einer gesamten lotrechten Belastung durch Schnee und Wind von 100 bis 125 kg/m² Grundriß meist ausreichend, doch werden zuweilen auch Lasten bis 200 kg/m² und mehr in Rechnung gesetzt.

Die lotrechte Seitenkraft des Winddrucks kann mit

$$w_v = w \cdot \sin \alpha$$

angenommen werden, wenn α den Neigungswinkel der Dachfläche bedeutet. Damit ergeben sich für nicht steile Dächer die lotrechten Windlasten auf 1 m² Grundriß, wenn $w = 125$ kg/m² gesetzt:

Neigungswinkel α =	w_v =		
0,	0	kg/m²	Grundriß
5,	11	"	"
10,	22	"	"
15,	32	"	"
20,	43	"	"
25,	53	"	"
30,	63	"	"
35,	72	"	"
40,	80	"	"
45,	88	"	"

In Österreich ist es vielfach üblich, die Windrichtung unter 10° gegen die wagerechte geneigt anzunehmen; dann ist

$$w_v = w \cdot \sin(\alpha + 10).$$

Bei gekrümmten oder polygonalen Dachflächen rechnet man häufig mit der gesamten Windkraft, welche auf die parallel projizierte, zu ihr normale Dachfläche entstände.

Die zur Dachfläche normal wirkende Windkraft beträgt nach v. Lössl auf 1 m² Dachfläche

$$w_n = w \cdot \sin \alpha;$$

diese Komponente wird bei allen steileren Dächern in Rechnung zu stellen sein:

Dachneigung	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 2,5	1 : 3	1 : 3,5	1 : 4	1 : 4,5	1 : 5
Neigungswinkel α	45°	33° 41′	26° 34′	21° 48′	18° 26′	15° 57′	14° 2′	12° 32′	11° 19′
$w_n = 125 \sin \alpha$ kg/m² Dachfläche	88	69	56	46	40	34	30	27	25
$w_n = 150 \sin \alpha$ kg/m² Dachfläche	106	83	70	56	48	41	36	33	29
$w_n = 250 \sin \alpha$ kg/m² Dachfläche	177	139	112	93	79	69	61	54	49

Bezüglich der Reduktion der Winddrücke auf 4, 6 und 8seitige Prismen und auf Kreiszylinder siehe Kapitel Schornsteine, Handbuch IV, 2, 1, S. 140 u. f.

Das Gewicht der Aufschüttungen auf wagerechten Dächern zur Anlage von Rasenplätzen und Hausgärten ist mit 1,4 (trocken) bis 1,8 (naß) t/m³ anzunehmen.

Für die Eigengewichte sind die bekannten Einheitssätze zu wählen. Für die Dachdecken über Eisen- und Eisenbetonbalken mit Einspannung kann in die überschlägige Vorberechnung eingesetzt werden, wenn man Abgleichung, Putz usw. mit 50 kg/m² einschließt:

Feldweite	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	m
Ständige Last. .	200	200	200	220	220	250	280	320	360	400	kg/m²

Über die Gewichte einiger Dachdeckungen gibt die nachstehende Tabelle Aufschluß:

Einfache Ziegeldachsteine	48 kg/m²	Dachfläche
Deutsche Schieferdachsteine	57 "	"
Zinkdach (1,35 m² Zinkblech Nr. 13)	7 "	"
Teerpappe (1,05 m²) einschließlich Asphalt und Teer . .	5 "	"

Holzzement: 7 cm Kies . . . 126 kg
Holzzement . . 10 „
Papier . . . . 3 „ . . . . 139 kg/m² Dachfläche
Glas, 4 mm stark . . . . 10 „ „
„ 5 „ „ . . . . 14 „ „
„ 6 „ „ . . . . 17 „ „

Weitere Angaben unter „Abdeckungen".

δ) Grundsätze für die statische Berechnung.

Ebenso wie im Eisenbau ist beim Eisenbeton die konstruktive Ausbildung der verschiedenen Querschnitte eine Funktion der wirkenden Kräfte; daher können hier Entwurf und Berechnung nicht auseinandergezogen, sondern sie müssen für jede betrachtete Form im Zusammenhang behandelt werden.

Allgemein ist zu sagen, daß bei allen Berechnungen nur der Standpunkt der Sicherheit, nicht der der mathematischen Genauigkeit zu beobachten ist. Die üblichen statischen Voraussetzungen treffen gerade bei den Dächern noch weniger als bei anderen Bauteilen und als im Reineisenbau zu. Es ist aber hier in den meisten Fällen so, daß den fast unberechenbaren Nebenspannungen durch den starren Zusammenhang aller Teile günstige Wirkungen gegenüberstehen, die in den meisten Fällen erlauben, über Ungewißheiten hinwegzusehen und die Gesetze der homogenen Körper ohne Finessen anzuwenden. Die Literatur weist mehrere Arbeiten auf, bei denen die Veränderlichkeit der Querschnitte je nach der Beanspruchung berücksichtigt ist; es werden Resultate erzielt, die von den üblichen Rechnungen zum Teil nicht unwesentlich abweichen. Die Ergebnisse sind jedoch meist so umständlich, daß sie eine allgemeine, praktische und leichte Anwendung nicht ermöglichen lassen; wahrscheinlich werden sie hierzu auch niemals imstande sein, weil ja die Grundlagen mit jeder Kiesart, Betonmischung und Stampfarbeit wechseln; hier können nur Versuche, die noch ausstehen, praktisch anwendbare Gesichtspunkte schaffen. Daher sollen die statischen Verhältnisse in jedem Falle durch vereinfachende Annahmen — z. B. gleicher Widerstand aller Querschnitte eines Stabes, Gelenke an Stelle besonders schwacher Querschnitte u. dgl. — auf bekannte und einfachere Fälle zurückgeführt werden, stets so, daß erfahrungsgemäß die volle Sicherheit für alle Teile gewahrt bleibt; die hierdurch bedingte Materialverschwendung an tatsächlich weniger beanspruchten Stellen soll mit in Kauf genommen werden.

ε) Abdeckung der Dächer.

Dem Zementbeton haftet der Übelstand an, daß er unter dem Einfluß von Temperaturänderungen sowie beim Schwinden infolge zu schnellen Austrocknens rissig wird. Meist schließen sich die entstandenen feinen Sprünge nicht mehr, und der Beton hat deshalb und wegen seiner allgemeinen Porosität die Eigenschaft der Wasserdurchlässigkeit. Da aber die Dächer durchaus dicht sein müssen und aus den vorgenannten Gründen auch gegen den unmittelbaren Einfluß der Sonnenstrahlen zu schützen sind, werden in der Regel besondere Vorkehrungen zur wasserdichten Abdeckung erforderlich.

Die angewendete Eindeckungsart hängt wesentlich von der Neigung der Dachfläche, von der Bestimmung und dem verlangten äußeren Aussehen des Gebäudes ab. Im allgemeinen sind dieselben Mittel empfehlenswert, die bei den gewöhnlichen Dächern benutzt werden; die Aufgabe einer Dachdeckung, das Niederschlagswasser vom Eindringen in das Gebäude abzuhalten, ist eine so wichtige, daß während keiner Bauperiode mehr Sorgfalt am Platze ist als gerade bei dieser.

1. Ziegel- und Schieferbedachung.

Zuweilen wird für die Abdeckung von Eisenbetondächern der im Holzdachbau übliche **gebrannte Tonziegel** verlangt; er muß Frost und Hitze aushalten und darf dabei weder rissig noch blätterig werden. Der Dachziegel eignet sich für Dachneigungen 1 : 2 bis 1 : 1 und mehr. Beim Normalformat 36,5 · 15,5 · 1,2 cm sind Lattenweiten von etwa 20 cm (beim Doppeldach etwa 14 cm) üblich. Vorteilhaft werden die Latten etwas im Beton eingelassen und auch durch eingebettete Drähte oder Stäbchen festgehalten, wie die Abb. 1 veranschaulicht. Auf 1 m² sind 35 Dachsteine und 5,1 m Leisten (beim Doppeldach 50 bezw. 7,0) erforderlich.



Abb. 1. Bau B. G. Teubner in Leipzig.

Beim Volksbad in Kolmar i. E. (Beton u. Eisen 1906, Heft I, S. 8 bis 10) besteht die Dachhaut, deren Neigung etwa 1 : 2 beträgt, aus Ziegelhourdis, die zwischen Pfetten und Sparren aus Eisenbeton eingespannt sind. Über die Ziegelhourdis kam eine 6 cm starke Schlackenbetonschicht und unmittelbar darauf eine Abdeckung mittels Ziegelsteine.

Die die gleiche Aufgabe erfüllenden **Zementdachsteine** (Zementdachfalzziegel) und **Kalksandsteinziegel**, welch letztere wegen ihrer Leichtigkeit und Billigkeit besondere Vorteile bieten, sind im Hochbau weit verbreitet und haben vereinzelt auch für Eisenbetondächer Anwendung gefunden. Abb. 2 zeigt einen solchen Zementdachfalzziegel mit doppeltem Seiten-, dreifachem Kopfverschluß und Sturmöse.



Abb. 2. Zementdachfalzziegel.

Die bei massiven Dächern vielfach benutzten **Dachschiefer** eignen sich für Dachneigungen 1 : 3 bis 1 : 1. Der natürliche Dachstein soll von schädlichen Beimengungen (Kohle, Schwefelkies, kohlensaurem Kalk) frei, dagegen quarzreich sein und beim Anschlagen hell klingen. Die Befestigung erfolgt entweder auf einer Holzschalung, die auf einbetonierten Leisten aufgenagelt ist (Palais der Waadtländischen Bank in Lausanne, Abb. 3), oder auch mit Vorteil unmittelbar auf dem Beton. Hierbei muß die Aufnagelung vor dem vollständigen Erhärten, also spätestens 5 bis 10 Tage nach dem Ausstampfen geschehen. Dieser-

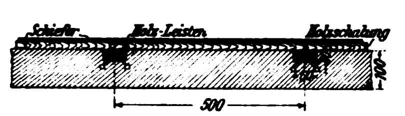


Abb. 3. Dachschiefer auf Holzschalung.

halb wird zuweilen die Betonoberfläche in Schlacken- oder Bimsbeton hergestellt, der langsamer abbindet und leichter nagelbar ist. Das hier Gesagte gilt auch von den nachbenannten künstlichen Dachschiefern.

Bei der in der Abb. 4 dargestellten Schieferdeckung werden die Felder mit einem Drahtnetze von zwei- oder dreifacher Überkreuzung verschalt. Die oberste Drahtlage (etwa 5 mm stark) dient der durch Bindedraht erfolgenden Befestigung der Schieferplatten. Die Maschenweite dieser obersten Drahtlage ist demgemäß von der Größe der Deckplatten abhängig und zweckmäßig so zu wählen, daß letztere an zwei Enden ein ausreichendes Auflager aufweisen. Ist ein Feld zwischen den Bindern und Pfetten — die Abb. 4 zeigt eine eiserne Konstruktion — vollkommen eingedeckt, so erfolgt von der Unterseite aus die Einbringung des Zementmörtels gegen die als Schalung dienende Schieferdeckung. Da sich der Mörtel mit dieser fest verbindet, so erhält der Schiefer ein gegen Abheben durch Sturm vollkommen gesichertes Lager; die Ersetzung gesprungener Platten ist aber verhältnismäßig schwierig.[1])

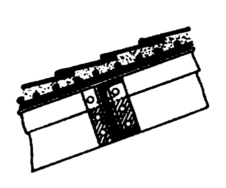


Abb. 4. Schiefer auf Eisenbeton.

Ein dem natürlichen Dachschiefer bezüglich seiner Verwendungsmöglichkeit verwandtes Kunstprodukt ist der sog. Eternitschiefer (Patent Hatschek).

Er besteht aus Asbest mit seinem bekannten filzigen Gewebe und Portlandzement; seine Herstellung ist derjenigen von Pappendeckel nachgebildet, an den er in seinem Aussehen und in manchen seiner Eigenschaften erinnert. Er wird in Stärken von 3, 5 und 10 mm bis 1 m² Größe erzeugt. Die Masse kann dabei beliebig gefärbt werden. Die Wetterfestigkeit, Feuerbeständigkeit in Verbindung mit einem geringen Wärmeleitevermögen und anderen guten Eigenschaften haben diesem Material binnen kurzem, insbesondere in Österreich, eine bedeutende Verbreitung gesichert. Seine bauliche Verwendung ist eine dem Schiefer vollständig gleiche.

2. Bituminöse Abdeckungen.

Durch die Erfindung der Klebedächer[2]) ist es möglich geworden, auch in den nördlichen Ländern flache Dächer auszuführen, die gleichzeitig als eine dem Eisenbeton eigentümliche Form bezeichnet werden können.

In dieser Dacheindeckungsmethode sind so weitgehende und meist günstige Erfahrungen gemacht, daß man ihre Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse bei billiger Herstellung und Instandhaltung hervorheben muß. Zu Pappdächern verwendet man die aus Abfällen der Papierfabrikation hergestellten Dachpappen, die mit destilliertem Steinkohlenteer, Kolophonium, Kienteer oder schweren Mineralölen getränkt und dann besandet werden. Die Güte der Dachpappe stellt man durch 24stündiges Lagern im Wasser fest, indem eine Gewichtszunahme nach dieser Zeit nicht stattgefunden haben darf.

Mit der Erfindung des Holzzements wurde eine Dacheindeckung eingeführt, die überhaupt keiner Unterhaltung bedarf, wie die seit 60 Jahren ausgeführten, noch tadellos erhaltenen Dächer beweisen. Guter Holzzement besteht aus einer Mischung von 60 Gewichtsteilen wasserfreiem und ammoniakhaltigem Steinkohlenteer, 25 Gewichtsteilen Schwefel und 15 Teilen Asphalt.

---

[1]) Förster, Die Eisenkonstruktionen, 1906, S. 413.

[2]) S. a. Ill. landw. Zeitung, Berlin, Nr. 60.

Die Neigung der Klebedächer wird bis 1 : 10, ja selbst bis 1 : 25 herab gewählt. Eingehende Mitteilungen macht hierüber die Akt.-Ges. vorm. Jos. Jeserich, Charlottenburg. Mit steigender Qualität werden folgende Deckungen ausgeführt:

a) Sorgfältiges Aufkleben einer starken Papplage mit gehöriger Überdeckung der Rostverbindungen, Überstreichen derselben mit Dachlack und Besanden. Gesamtgewicht 9 kg/m²;

b) desgl., jedoch mit 2 nacheinander aufgeklebten Papplagen, 16 kg/m²;

c) für begehbare Dächer geeignet und besonders dauerhaft: Zwei je einseitig bestrichene und bekieste Asphaltisolierplatten an den unbekiesten Seiten mit versetzten Nähten aufeinandergeklebt und fest angewalzt, Bestreichen der bekiesten Oberfläche mit Dachlack, abermaliges Bekiesen. 25 kg/m²;

d) wie c) jedoch mit einer Kiesbeschüttung von 8 bis 10 cm Stärke mit einem Gesamtgewicht von 125 kg/m².

Louis Lindenberg, Stettin, verwendet zwei Lagen starker Pappe mit imprägnierter Juteeinlage, sonst auch Goudron- oder Isolierplatten. Nach Lindenberg empfiehlt es sich, schadhafte Holzzementdächer dadurch zu reparieren, daß nach Entfernung der Beschüttung die gesäuberten Papierlagen mit einer Lage Jutegewebe und mit einer Lage Dachpappe überlegt werden.

Für ganz wagerechte Dächer wird in Frankreich auf den Beton Pyxolinanstrich aufgebracht, der auch von der Firma Ed. Ast & Co. i. J. 1900 bei zwei Gebäuden verwendet wurde. Pyxolin ist eine goudronartige Masse, die etwa 3 mm stark aufgetragen wird. Es wird versichert, daß sie auch bei vollständig horizontaler Dachfläche zuverlässige Dichtigkeit gebe und auch die schützende Wetterschicht der Holzzementdächer überflüssig mache. Ein weiterer Vorteil ist der, daß jede Spenglerarbeit entfällt; man läßt das Betondach ziemlich kräftig über die Mauern vorspringen und führt den Rand etwas in die Höhe. Die Niederschlagswässer bleiben auf dem Dache bis zur Höhe Aufkrempelung stehen (Abb. 5). In Österreich sind von der Firma Ed. Ast u. Co. das Lagerhaus Silberstern (Kaisermühlen) und das Kanzleigebäude der Brauerei Nußdorf mit Pyxolin abgedeckt. Auf dem neuen wagerechten Dach des Turbinenhauses in Chèvre (Beton u. Eisen 1906, Heft IV, S. 91) ist eine Schotterdecke aufgebracht zu dem Zwecke, um eine Wasserschicht ständig zu erhalten. Die Abb. 6 stellt den Ersatz des durch Feuer zerstörten alten Eisendaches durch ein Eisenbetondach unter einem provisorischen Holzdach, die Abb. 7 den Querschnitt durch das Turbinenhaus und das neue flache Eisenbetondach mit der erwähnten Abdeckung dar.

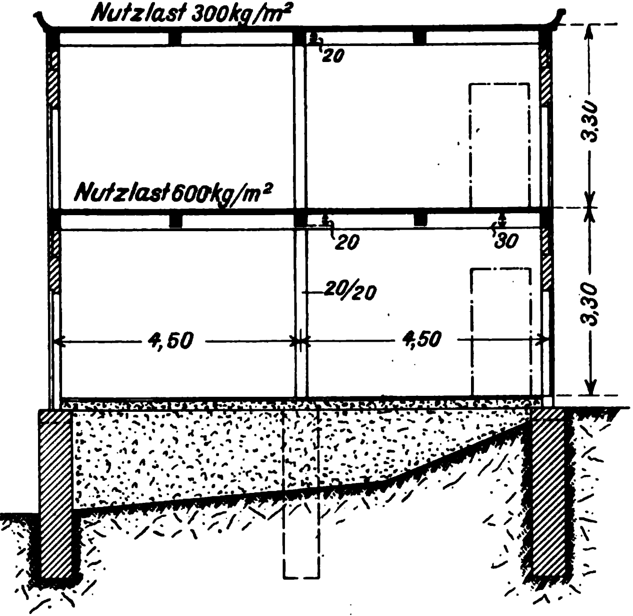


Abb. 5. Eisenbetondach mit Pyxolinanstrich.

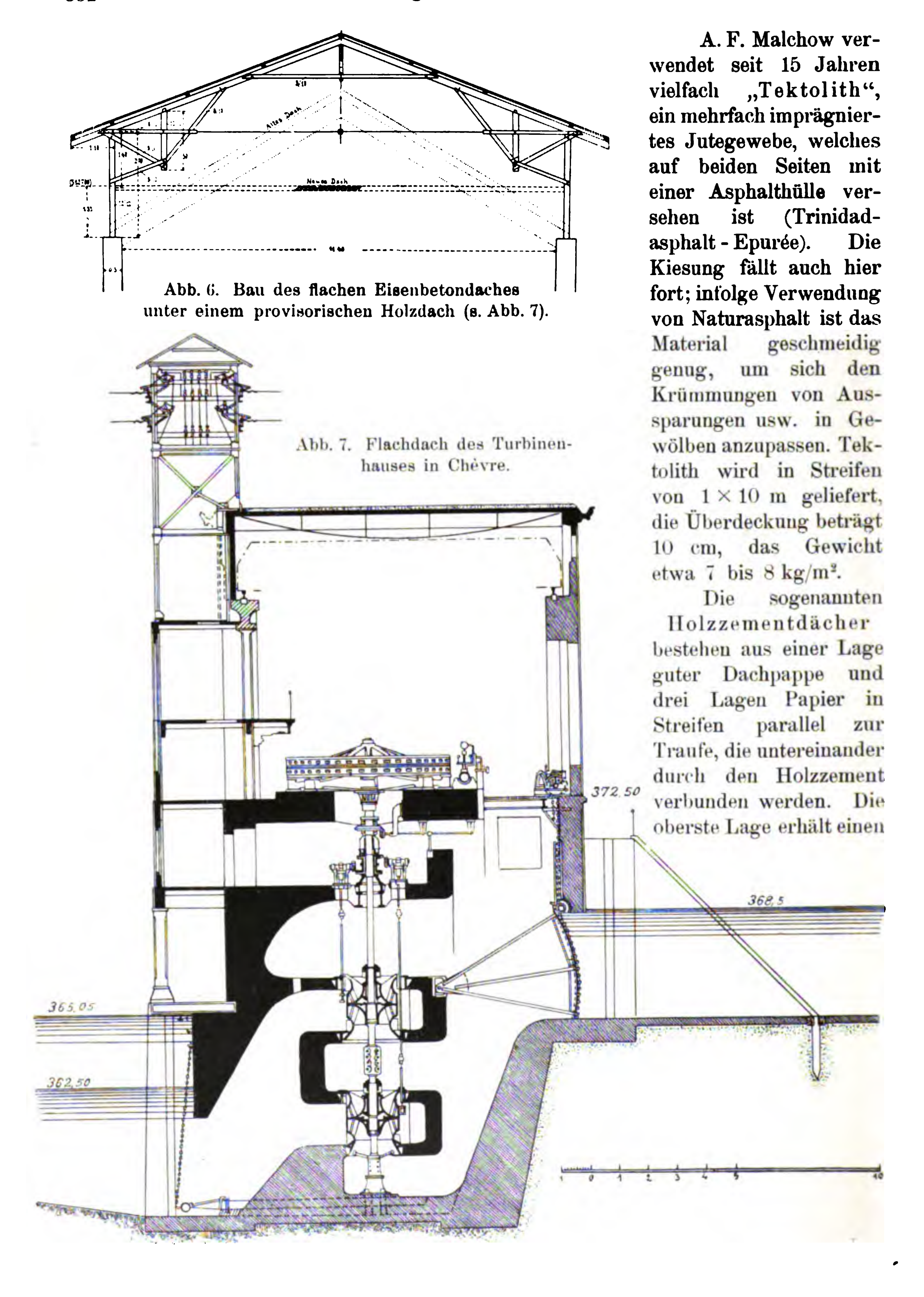


Abb. 6. Bau des flachen Eisenbetondaches unter einem provisorischen Holzdach (s. Abb. 7).

Abb. 7. Flachdach des Turbinenhauses in Chèvre.

A. F. Malchow verwendet seit 15 Jahren vielfach „Tektolith", ein mehrfach imprägniertes Jutegewebe, welches auf beiden Seiten mit einer Asphalthülle versehen ist (Trinidadasphalt - Epurée). Die Kiesung fällt auch hier fort; infolge Verwendung von Naturasphalt ist das Material geschmeidig genug, um sich den Krümmungen von Aussparungen usw. in Gewölben anzupassen. Tektolith wird in Streifen von 1 × 10 m geliefert, die Überdeckung beträgt 10 cm, das Gewicht etwa 7 bis 8 kg/m².

Die sogenannten Holzzementdächer bestehen aus einer Lage guter Dachpappe und drei Lagen Papier in Streifen parallel zur Traufe, die untereinander durch den Holzzement verbunden werden. Die oberste Lage erhält einen

etwas stärkeren Holzzementanstrich, auf den 1 bis 1,5 cm feiner Sand gesiebt wird, worauf eine grobe Kiesschicht von 6 bis 10 cm Stärke aufliegt, die in ihren oberen Schichten zum Schutze gegen Abspülen mit Lehm oder Chausseeschlick zu vermischen ist.

Anwendbar erscheint diese Deckung nur für flach geneigte Dächer, gewöhnlich für 3 bis 5 vH. Gefälle. Die notwendigen Spenglerarbeiten beschränken sich auf Saumblech mit Kiesleiste, Hängerinne und Abfallrohre, hier und da auf eine Ixenverkleidung; bei Oberlichtsheds ist der Anschluß des Holzzementdachs an die Oberlichtwände durch eine Blechverkleidung vorzunehmen. Die Befestigung der Spenglerarbeiten geschieht entweder durch einbetonierte Holzpackeln, auf die dann die nötigen Holzunterlagen aufgenagelt werden, oder besser durch Einbetonieren von mit Gewinden und zugehörigen Schrauben versehenen Gußstücken, auf welche dann die zu befestigenden Holzunterlagen aufgeschraubt werden.

Im Falle einer Isolierung des Daches durch Korkplatten wird die Holzzementeindeckung unmittelbar auf den Korkplatten ausgeführt.

Bei starker Neigung, wie z. B. bei Bogendächern, wird vielfach Dachpappe als Deckmaterial benutzt.

Asphalt-Dachfilz wurde zuerst in England angefertigt und früher viel von dort bezogen. Seit 1857 gibt es aber auch ein deutsches Fabrikat, welches dem englischen vorgezogen wird. Asphalt-Dachfilz eignet sich zur Eindeckung aller Arten von Gebäuden, insbesondere auch für landwirtschaftliche und industrielle Anlagen. Er empfiehlt sich durch Billigkeit und Dauerhaftigkeit und gibt ein festes und gegen Regen, Schnee und Wind sicheres Dach. Bei Feuersgefahr bietet ein Dachfilzdach die größtmögliche Sicherheit, es schließt nach oben luftdicht ab und wird auch vom Flugfeuer nicht leicht beschädigt.

Außer den üblichen, mit Teer, Asphalt usw. präparierten Dachpappen und Dachfilzen bestehen eine Reihe ähnlicher, mehr oder weniger verbesserter Dachpappen, welche mit besonderen Bezeichnungen in den Handel kommen. Immerhin ist bei solchen Angeboten manchmal Vorsicht am Platze, da nicht stets die angepriesenen Verbesserungen in Wirklichkeit erreicht werden.

Als ein vorzügliches Deckungsmaterial für Betondächer ist das Ruberoid zu bezeichnen. Es wird aus organischen Substanzen ähnlich wie Dachpappe hergestellt, in schwarzer und roter Farbe geliefert und sowohl für Dächer wie für Terrassen verwendet. Das Ruberoid zeichnet sich durch seine Wasserundurchlässigkeit und durch seine Widerstandsfähigkeit gegen Frost, Wärme, saure Gase und Entzündlichkeit aus. Im Jahre 1907 wurden 8 Millionen m^2 verbraucht (Ruberoid G.m.b.H., Hamburg und Berlin).

Bei landwirtschaftlichen Gebäuden aller Art, Scheunen, Ställen usw., wendet man vielfach Torfmoosbedachung an. Das Dach ist fugenlos, bedarf keines Anstrichs, wird weder hart noch brüchig, tropft nicht ab und schützt sowohl gegen Kälte als auch gegen Hitze. Durch Mischung von Ölteer, Torfmoos mit einigen anderen Zutaten erhält man eine zähe, breiartige Masse, welche in warmem Zustande auf das Dach gebracht, gleichmäßig ausgebreitet und durch erhitzte Eisen festgedrückt und geplättet wird, worauf die Dachfläche noch mit grobem Sand bestreut wird. Auf diese Weise erhält nan eine durchaus wasserdichte, gegen Hitze und Kälte schützende, leichte Bedachung. Sollen schon vorhandene Pappdächer mit einer solchen Torfmoosdecke geschützt werden, so bedeckt man dieselben zweckmäßig mit einer 1 cm starken Schicht dieser Masse, nachdem jedoch das betreffende Dach zuvor mit einem Jutegewebeüberzug versehen worden ist.

Ein besonderes Verfahren hat bei den Werkstätten der Lehigh Valley R. R. in Sagad, Pa. (Abb. 8) Anwendung gefunden. Als Abdeckungsmaterial diente die Warren-Ehret Filz- und Schlackenmasse, die auf 8 cm starken Schlackenbetonplatten aufgelegt wurde (Beton u. Eisen 1904, S. 293).



Abb. 8. Dächer der Lehigh Valley R. R. in Sagad.

Zu den zahlreichen Versuchen, die Dachflächen durch Anstriche mit Teer, Asphalt und Testalin wasserdicht zu erhalten, treten die Fluatierungen, ferner Imprägnierungen mit Leinöl, Alaun, Gemischen von Ätzkali mit Alaun, Paraffin, Stearin, Kolophonium oder Wachs und andere (Der Portlandzement und seine Anwendung 1905, S. 131).

In einzelnen Fällen, bei starker Dachneigung und unter günstigen klimatischen Verhältnissen, können besondere Abdeckungen entbehrt oder durch einen wasserdichten, geschliffenen Verputz ersetzt werden.

3. Metalldächer.

In gleicher Weise wie Holz- und Eisendächer sind auch die Betondächer in zahlreichen Fällen mit Blechen aus Eisen, Blei, Zink oder Kupfer abgedeckt worden. Allerdings wirkt der Zement auf Blei und Zink unter Umständen sehr nachteilig, insbesondere bei durchlässigem Mörtel, bei dem die Luft und Feuchtigkeit zum Metall gelangen können. Bleiröhren und -Platten schützt man durch einen Asphaltlackanstrich. Zinkblech wird am einfachsten durch eine Kalkputzschicht oder durch einen Asphaltanstrich isoliert (Der Portlandzement 1905, S. 39).

Als Beispiel einer Metalldeckung sei das Eisenbetongewölbedach der Wandelhalle Johannisbad (Abb. 89 u. 90) erwähnt; es ist mit Zinkblech abgedeckt, das auf einer Holzschalung befestigt ist, die mit Zwischenluftschichten auf dem Beton aufliegt. Die Verwendung des Holzes als Mittel zur Befestigung der Metallplatten an der massiven Dachhaut wird die Regel sein, da aus den oben erwähnten Gründen eine direkte Berührung möglichst zu vermeiden ist. Bei der Königl. Anatomie in München (Deutsche Bauztg. 1908, Mitteilungen über Zement usw., S. 1 u. f) haben in den Beton eingebettete Holzdübel Verwendung gefunden, an welchen die Kupferblechdeckung befestigt ist.

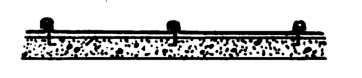


Abb. 9. Reine Metalldeckung.

Will man unter Verwendung glatter Metallbleche eine vollkommen feuerfeste Abdeckung (ohne Holzzwischenlagen) herstellen, so betoniert man Blechstreifen ein, an denen, wie Abb. 9 zeigt, die Metallplatten befestigt werden. Den chemischen Wechselwirkungen zwischen Zement und Metall sowie den Temperaturbewegungen wird durch Belassen eines Zwischenraums Rechnung getragen.

ζ) Isolierung der Dächer.

In bezug auf Wärme und Schallübertragung nimmt der Eisenbeton je nach seinem Vergleich mit Eisen, Holz und Mauerwerk einen verschiedenen Rang ein. An

sich ist die Leitungsfähigkeit des Zementbetons bedeutend geringer als jene des Eisens; hierzu tritt noch der Umstand, daß die Betonmassen verhältnismäßig bedeutend sind. Deshalb sind auch die Hoffnungen, die man an das Wellblech als Dachdeckungsmaterial geknüpft hat, nur teilweise in Erfüllung gegangen.

Schon bald nach seiner Einführung machte sich der Hauptübelstand des Wellblechs, nämlich seine gute Wärmeleitung, in allen Fabrikräumen, in denen die Arbeiter sich ständig aufhalten müssen, in der unangenehmsten Weise fühlbar. Steigt im Sommer die Innenwärme infolge der Sonnenbestrahlung der großen Eisenflächen auf ein kaum noch erträgliches Maß, so wird anderseits im Winter die dem Raum zugeführte Wärmeheizmenge infolge der Ausstrahlung nach außen zum größten Teil nutzlos erzeugt. Man suchte hier zwar Aushilfe durch eine innere Verkleidung des Dachraums mit einem schlecht wärmeleitenden Baustoff, z. B. Gipsdielen, zu schaffen, gab aber damit die wesentlichen Vorteile des Wellblechs, sein geringes Gewicht und die daraus folgenden geringen Anlagekosten, preis. Dazu stellte sich im Laufe der Jahre ein neuer Übelstand ein. In allen denjenigen Betrieben, die der Außenluft größere Mengen besonders schwefliger Säure zuführen, tritt ein schnelles Rosten der dünnen Wellblechdecke ein, wodurch sie überall da, wo vollständige Wasser- und Tropfsicherheit verlangt werden muß, ganz untauglich wird. In den letzten Jahren hat man durch eine Auffüllung der Wellblechtäler mit magerem Beton und Aufbringung einer einfachen oder doppelten Asphaltpapplage Abhilfe zu schaffen gesucht, um dadurch gleichzeitig den Wärmedurchgang wesentlich zu vermindern. Mag diese Anordnung auch als Aushilfsmittel bei bestehenden Wellblechdächern ihre Berechtigung haben; bei Neuanlagen hat man sie bald eben wegen Preisgabe der oben genannten Vorteile des Wellblechs als unwirtschaftlich erkannt.

Die schon damals bekannte und ausgeführte Holzzementbedachung auf einer z. B. durch Gewölbe aus Schwemmsteinen oder Bimsbeton gebildeten massiven Unterlage konnte das Wellblech trotz seiner anerkannten Mängel nicht verdrängen, weil sie zufolge ihrer großen Eigenlast ein nennenswertes Mehrgewicht der eisernen Tragkonstruktion bedingte; zudem war bei ihr eine Ausbildung des Daches nach Art der freitragenden Wellblechdächer, die sich bis etwa 20 m Stützweite den Binderdächern überlegen zeigten, ausgeschlossen.

Aus dieser Sachlage heraus erklärt sich der große Erfolg, den die vor etwa 12 Jahren eingeführte Bedachung der Fabrikräume mit doppelter Asphaltpapplage auf einer Eisenbetonunterlage bis heute sowohl für Binder- als auch für freitragende Dächer zu verzeichnen hat. Mit dieser Eindeckung hat man seit ihrer Einführung die besten Erfahrungen hinsichtlich der Wasser-, Tropf-, Wärme- und Feuersicherheit gemacht (Abhandlung von L. Geusen in Beton u Eisen 1907).

Eine weitergehende Isolierung zum Schutze der Dachoberfläche, zur Vermeidung von Rissebildungen infolge starken Temperaturwechsels und für besondere Zwecke ist durch die Betondachhaut allein nicht zu erzielen. Wo ein Raum gegen die Schwankungen der Außentemperatur vollständig geschützt werden soll, wie bei Wohnungen, Krankensälen usw., ferner bei allen jenen gewerblichen Anlagen, in denen das Kondensieren der Wasserdämpfe an einer kalten Decke und das damit verbundene Tropfen und Rinnen vermieden werden müssen, bedarf das Eisenbetondach einer wirksamen Isolierung.

1. Isolierung der Dachhaut.

Ein vorzügliches Mittel zur Erzielung dieses Zweckes ist das Aufbringen von Korkplatten an dem Betondach. Die gebräuchlichste Art der Anwendung ist das

Auflegen von Korkplatten auf die ebene Oberfläche der Eisenbetonkonstruktion; in besonderen Fällen wird ein Anhängen an die Unterseite der Decke gewählt, so daß eine sogenannte falsche Decke unter der Betondecke entsteht und zwischen beiden ein isolierender Luftraum gebildet wird (Abb. 10).

Diese Art der Anbringung ist aber bedeutend komplizierter, oft weniger wirksam als das Darauflegen und daher auch kostspieliger. Man findet Korkdecken bei Brauereien und Kühlhäusern; als Beispiel sei das Kühlhaus der I. österreichischen Aktiengesellschaft für Lagerhäuser in Wien II erwähnt.

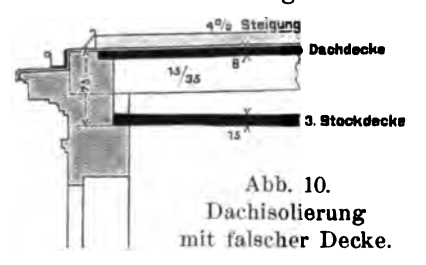


Abb. 10. Dachisolierung mit falscher Decke.

Als Stärke der Korkplatten genügen in der Regel 3 bis 4 cm. Im allgemeinen aber hat man die Stärke der Korklage nach dem geforderten Grade der Isolierfähigkeit zu bestimmen. Wo die Korkdecke auf die Betondecke gelegt wird, muß sie wasserdicht abgedeckt werden, da sie durch Feuchtigkeit und Nässe zerstört wird und ihre Isolierfähigkeit verliert.

Andere Mittel zur Isolierung sind z. B. eine Schlackenbetonschicht, auf die Oberfläche des Betondachs aufgetragen. Für Wohnräume, Krankensäle, Schulen usw. ist dieses Isoliermittel vollkommen ausreichend. Die Stärke der Schicht ist im Mittel etwa 6 bis 8 cm.

Die Schlackenbetonschicht wird mit Vorteil verwendet, um auf einem horizontalen Dach das für ein Holzzementdach notwendige Gefälle herzustellen (Beton-Kalender 1906).

Denselben Zweck wie der Schlackenbeton erfüllt eine Bimsbetonschicht oder, wenn auch in geringerem Maße und wegen des höheren Gewichtes nicht mit gleichem Vorteil, eine 6 bis 15 cm starke Kiesschicht (bei Holzzement); eine solche ist jedoch nur bei flachen Dächern aufbringbar, während eine Schlacken- oder Bimsbetondecke auch bei stärkeren Neigungen ausführbar erscheint. Von ausgezeichneter Wirkung ist eine verhältnismäßig dünne Kieselgurschicht. Als weitere Mittel sind Beläge mit Holz, Pappe oder Filz zu nennen, die naturgemäß wasserdicht abgedeckt werden müssen. Häufig wird zur Isolierung der Dachhaut die geringe Wärmeleitung der Luft durch das Aufsetzen von

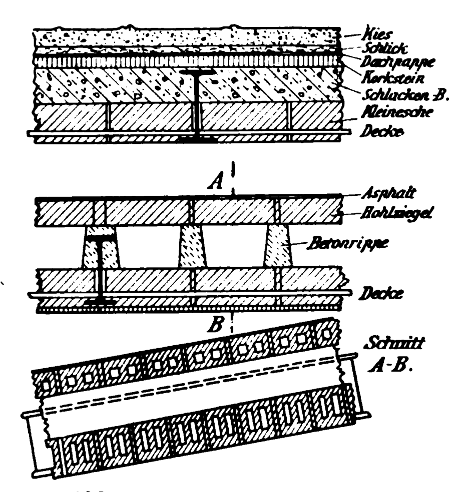


Abb. 11 u. 12. Kleinesche Decke mit Schlackenbetonfüllung (oben) und besonderen Hohlräumen (unten).

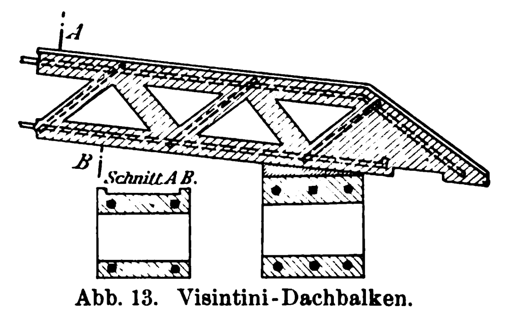


Abb. 13. Visintini-Dachbalken.

Betonrippen mit zwischenliegenden Luftkanälen nutzbar gemacht. Die Abb. 11 u. 12 stellen Kleinsche Deckenkonstruktionen mit Hohlsteinen zwischen Eisenträgern dar,[1])

[1]) Saliger, Der Eisenbeton, 1908, S. 196.

die in der beschriebenen Weise isoliert sind. Ihre Anwendung ist über Räumen mit landwirtschaftlichen oder industriellen Betrieben zu empfehlen. Der vorzüglichen Isolierung steht jedoch das verhältnismäßig hohe Gewicht der Dachdecke als Nachteil gegenüber. Eine ähnliche Wirkung erzeugen die aus Visintini-Trägern bestehenden Dachplatten, wie sie die Abb. 13 veranschaulicht. In einigen Fällen hat die Herstellung der Dachplatte aus hohlen Formsteinen in der Art, die bei Deckenkonstruktionen eine solch weite Verbreitung gefunden, eine völlig ausreichende Isolierung ermöglicht. Eine solche Ausführung zeigen die Abb. 14 u. 15, welche das Sheddach der Carpenter Paper Co. in Omaha, Nebraska, darstellen, sowie die Abb. 140 bis 143 (Beton u. Eisen 1907, Heft III, S. 66).



Abb. 14. Hohlsteindach. Ansicht zu Abb. 15. Während des Baues.

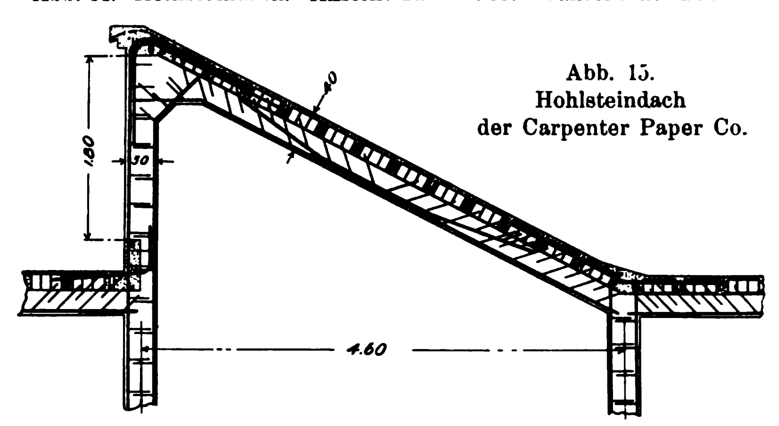


Abb. 15. Hohlsteindach der Carpenter Paper Co.

2. Isolierung der Dachräume.

Die hierfür zur Anwendung gelangenden Maßnahmen sind sehr vielgestaltig. Ihr Zweck ist nicht nur, die Möglichkeit der Warmhaltung des Dachraums zu verbessern; sie sollen auch die Tropfenbildung, die beim Anschlagen feuchter und warmer Luftströme an eine kältere, steinartige Decke unvermeidlich ist, verhindern. Das eine Mittel sucht die Untersicht der Dächer durch Unterstampfung einer Bims- oder Schlackenbetonschicht von 2 bis 5 cm Stärke oder einer Hohlsteinlage unter der eigentlichen Betonkonstruktion porös zu machen; hierdurch wird das tropfenweise Abfallen des Niederschlagwassers verhindert. Eine derartige Maßregel hat sich sogar bei Dächern über geheizten Versammlungssälen als genügend erwiesen, wenn gleichzeitig über der Betonplatte eine Kiesschicht lag; bei sehr feuchter Innenluft in gleichem Sinne wirksam sind angeklebte oder angenagelte Korkplatten.

Eine weitere Konstruktionsart macht die vorzügliche Isolierfähigkeit der Luft dadurch nutzbar, daß sie durch Anhängung leichter Decken aus dünnen Monierplatten, Rabitz, Drahtziegeln und dergl. Hohlräume schafft (Abb. 10). Hierzu kann auf schon wegen anderer baulicher Einzelheiten herangezogene Konstruktionen verwiesen

werden. Bei der Schwimmhalle in Kolmar (Abb. 33) wurde eine Eisenbetonhaut von 5 cm Stärke an die Hauptbinder gehängt. Bei dem großen Bogendach zum Hofjäger (Abb. 231) wurde eine 3 bis 4 cm starke Putzdecke an die Zugstangen gehängt; der dadurch geschaffene, bis 3 m hohe Luftraum bildet eine vorzügliche Isolierung und führt einen guten Wärmeausgleich zwischen Stuckdecken und Eisenbetondach herbei. In gleicher Weise dient bei den Theatern in Bern und Breslau die Unterdecke nicht nur zum Abschluß des Zuschauerraums, sondern auch als Isolierung (Handbuch IV, 2, 2, S. 459).

Die Unterdecke kann gleichzeitig den Zweck erfüllen, eine ebene Untersicht des Balkendachs zu schaffen; sie wird dann in Höhe der Unterkante der Balken angesetzt und so ein genügender Luftraum abgeschlossen. Als typisch hierfür sei auf die Dächer der Lehigh Valley R. R. in Sagad, Pa. verwiesen, ausgeführt von Meritt & Co. in Philadelphia (Abb. 8). In ähnlicher Weise wurde das Dach einer Schule in Milwaukee ausgeführt.

3. Isolierfähigkeit einiger Stoffe.

Einigen Anhalt für die Wirksamkeit der verschiedenen Schutzmittel geben die Wärmeleitungszahlen λ, d. h. die stündlich durch eine Platte von 1 m Dicke auf eine Fläche von 1 m² übertretenden Wärmemengen bei 1° Temperaturunterschied an den Grenzflächen:

Stoff	λ
Bims	$\lambda = 0,066$
Bruchsteinmauerwerk	1,30 bis 2,50
Filz	0,03
Glas	0,35 bis 0,70
Isolierstoffe	0,05 „ 0,15
Kiefernholz, längs der Faser	0,10
Kiefernholz, quer zur Faser	0,03
Kieselgur	0,136
Kork	0,26
Luft	0,02
Pappe	0,16
Ton, Ziegel	0,70
Wasser	0,50
Zement	0,06.

Bezeichnen nun α_1 und α_2 die Wärmeübergangszahlen der beiden umströmenden Luftschichten, δ die Dicke der Wand in m, so berechnet sich die maßgebliche Wärmedurchgangszahl zu

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} + \frac{\delta}{\lambda}}.$$

G. de Grahl[1]) gibt für einige Konstruktionen folgende stündliche Wärmeverluste, bezogen auf 1 m² Fläche bei 1° C. Temperaturunterschied, an:

Konstruktion	k	
Eisenbetondach	$k = 2,81$	Wärmeeinheiten
Wellblechdach ohne Schalung	10,40	„
Schieferdach auf Schalung	4,85	„
Spiegelglas, 10 mm	5,07	„
Hohle Glasbausteine	2,60	„

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft II, S. 40 u. f.

η) Dachentwässerung.

Die Dachoberfläche gestaltet sich aus der Bedingung heraus, daß das Wasser schnell abfließt; sie muß daher eine dem Dacheindeckungsmittel entsprechende Neigung erhalten. Daraus ergibt sich ein wesentlicher Grund der Bevorzugung der bituminösen Stoffe, die nur eine sehr geringe Neigung (bis auf 1 : 25 herab) erfordern. Trotzdem kann bei flachen Dächern mit größerer Dachbreite die Überhöhung lästig werden, besonders

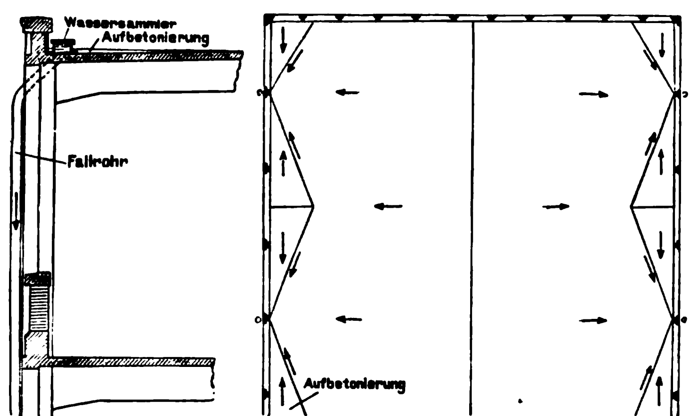


Abb. 16. Dachentwässerung ohne Rinnen.

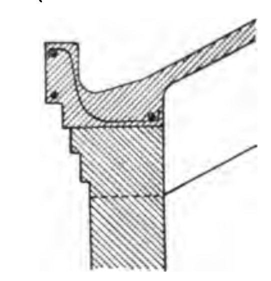
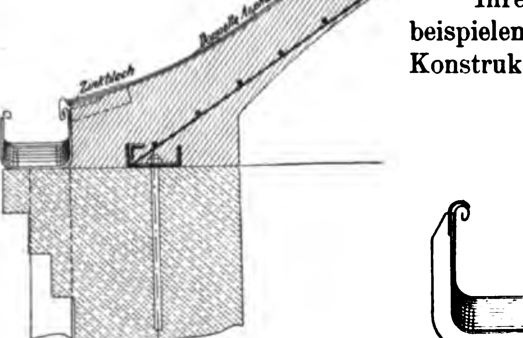


Abb. 17 Rinne aus Eisenbeton.

dann, wenn etwa wegen anzubringender Transmissionen oder aus anderen Gründen eine wagerechte Balken- oder Dachfelderuntersicht gefordert wird, so daß eine Aufschüttung notwendig ist, die bei größerer Stärke erheblich belastet.

Bei einer Oberflächenausfüllung nach den Abb. 16 können **Dachrinnen** ganz entbehrt werden, wodurch sich nicht unerhebliche ökonomische Vorteile erzielen lassen. In der Regel sind aber besondere Rinnenkonstruktionen notwendig.

Ihre Ausbildung ist bei einzelnen Ausführungsbeispielen ersichtlich, die hier durch einige typische Konstruktionen ergänzt werden. Oft wird es sich konstruktiv wie praktisch empfehlen, die Rinne sogleich an die Dachkonstruktion anzustampfen (Abb. 17); das Abdeckungsmaterial des Daches genügt dann in der Regel auch zur Abdichtung der Rinne.



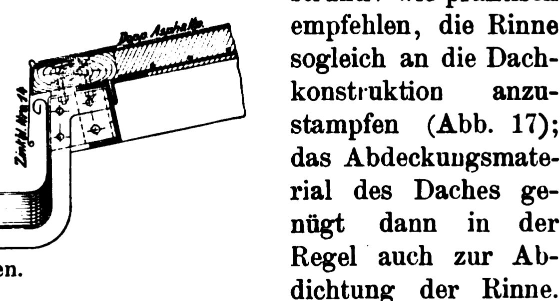


Abb. 18 u. 19. Zinkrinnen.

Greift man zu der sonst im Hochbau bei massiven Mauerabschlüssen üblichen Verwendung der Zinkrinnen (Abb. 18 u. 19), so sorge man durch Schalbretter dafür, daß die Gefälle wenigstens etwa 1 : 125, bei anderen Materialien entsprechend mehr betragen. Für kleinere Gebäude genügt eine Rinnenbreite von 15 bis 20 cm, eine Tiefe von mindestens 7 cm, für größere 20 bis 25 cm Breite und 10 cm Tiefe. Auf 1 m^2 Dachgrundfläche wird in der Regel ein mittlerer Rinnenquerschnitt von 0,8 bis 1 cm^2 gerechnet. Abfallrohre sind in 15 bis 25 m Entfernung anzubringen, ihre lichte Weite ist mit 13 bis 15 cm, ihr Querschnitt mit 1 bis 1,20 cm^2/m^2 Grundfläche des Daches

zu bemessen. Die Befestigung erfolgt durch Schelleisen in 1,5 bis 3 m Entfernung. Die Abb. 20 bis 27 stellen mehrere Rinnen aus Eisenbeton sowie Anschlüsse von Betondächern an massive Wände und Fachwerkwände

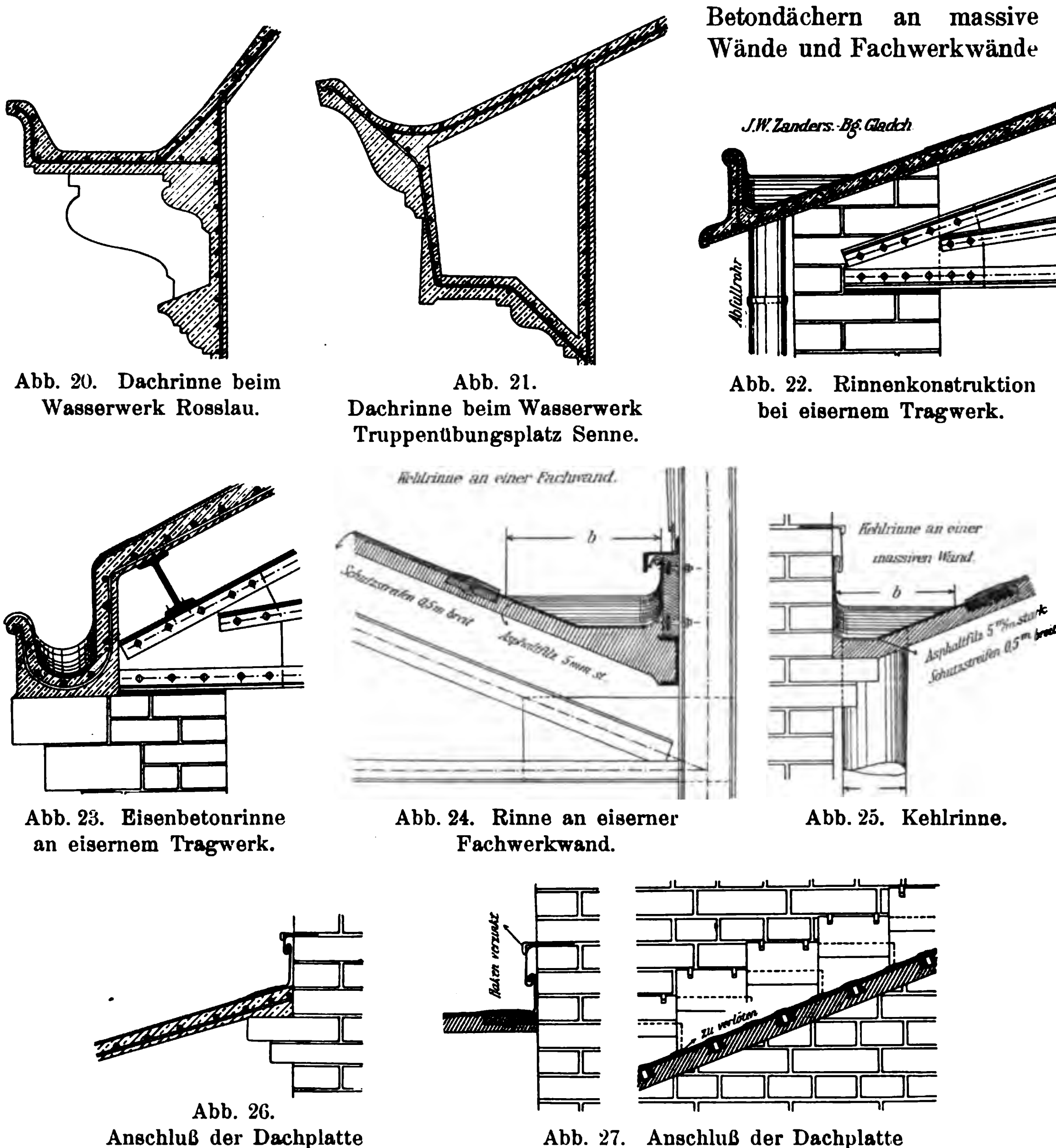


Abb. 20. Dachrinne beim Wasserwerk Rosslau.

Abb. 21. Dachrinne beim Wasserwerk Truppenübungsplatz Senne.

Abb. 22. Rinnenkonstruktion bei eisernem Tragwerk.

Abb. 23. Eisenbetonrinne an eisernem Tragwerk.

Abb. 24. Rinne an eiserner Fachwerkwand.

Abb. 25. Kehlrinne.

Abb. 26. Anschluß der Dachplatte an eine massive Wand.

Abb. 27. Anschluß der Dachplatte an einen gemauerten Giebel.

dar. Abb. 28 zeigt den Anschluß einer Oberlichtkonstruktion, Abb. 29 die Überdeckung einer Bewegungsfuge am Stoß eiserner Dachträger.

Die konstruktive Durchbildung der Dachgesimse steht mit den Anordnungen für die Entwässerung und mit dem angewendeten Tragwerk des Daches in engem Zusammenhang. Bei der in der Abb. 30 dargestellten Dachform[1]) ragt das Gesims 1 m über die flache, auf Rippen und Unterzügen ruhende Dachhaut empor, deren Anschluß an die Frontwand durch eine von der Abdeckung geschützte Ausbetonierung

[1]) Eng. News. Bd. 58, S. 490.

erfolgt. Das 1,10 m vorkragende Gesims ist ebenfalls aus eisenbewehrtem Beton ausgeführt und in seiner äußeren Form dem Steinbau nachgebildet.

Eine ähnliche amerikanische Ausführung der Shoe Mashinery Co. in Beverly, Mass., gibt die Abb. 31 im Querschnitt wieder[1]); es ist ein hochaufstrebendes, wenig vorkragendes Gesims aus Eisenbeton, mit der Dachkonstruktion einheitlich wirkend. Konstruktionen von den in den Abb. 30 u. 31 dargestellten Formen kommen

Abb. 28 Oberlichtanschluß.

Abb. 29. Bewegungsfuge.

Abb. 30 u. 31. Amerikanische Dach- und Gesimskonstruktionen.

im industriellen Hochbau der Vereinigten Staaten häufig vor und haben deshalb als

[1]) Eng. News. Band 53, S. 539.

typische Fassadenabschlüsse bei Gebäuden aus Eisenbeton an dieser Stelle Erwähnung gefunden.

Das Hauptgesims am Zacherlhof in Wien,[1] dessen Querschnitt die Abb. 32 vorführt, ist in gleicher Höhe und konstruktiv einheitlich mit der Decke des letzten Stockwerks ausgeführt; dadurch ist eine Anordnung geschaffen, die jenen Gesimsbauten, bei denen die Einspannung durch Belastung oder Verankerung erzeugt werden muß, an Verläßlichkeit und konstruktiver Wahrheit überlegen ist. Die Einzelausbildung des Gesimses gestattet die Aufhängung der schweren Steinzeugverkleidung in sicherer Weise, da deren Gewicht einschließlich der Rinnenbelastung etwa 500 kg/m beträgt. Die Festigkeit der Gesimskonstruktion wurde im Auftrage des städtischen Bauamts durch eine Belastungsprobe erwiesen.

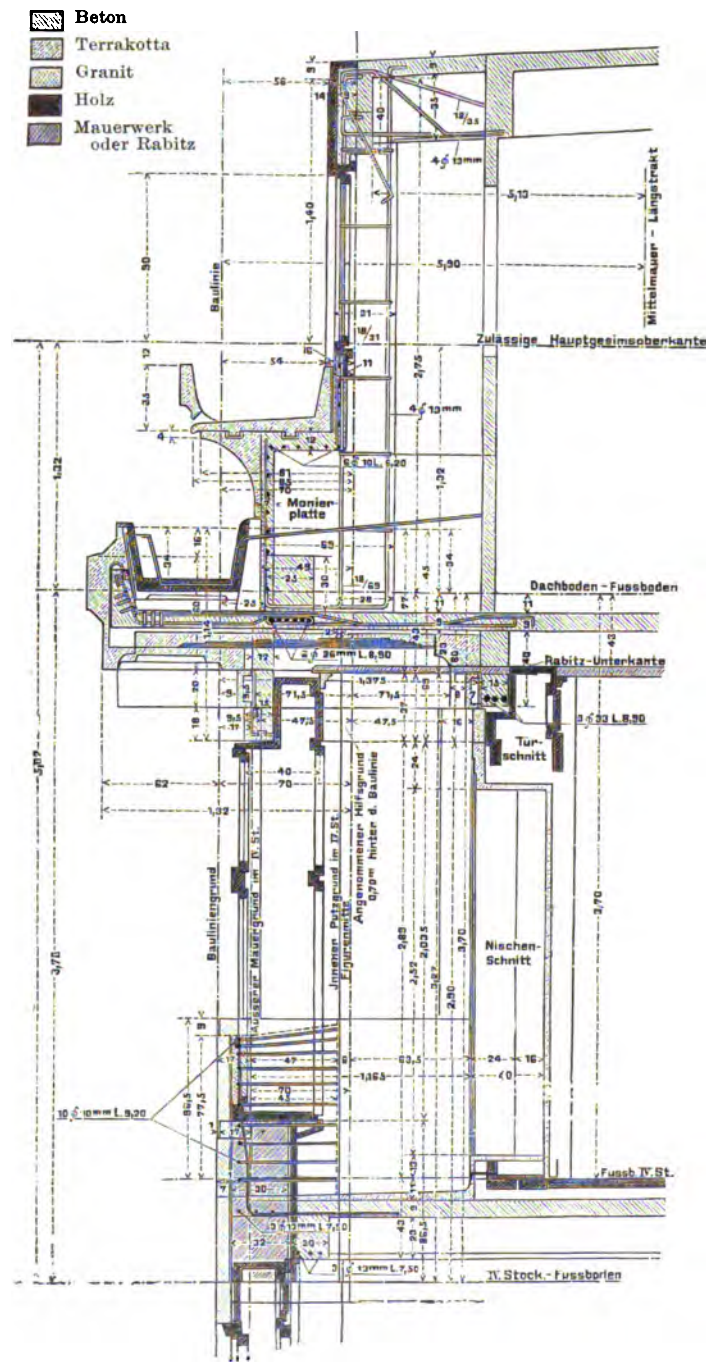


Abb. 32. Hauptgesims am Zacherlhof in Wien.

ϑ) Oberlichter und eisenbewehrte Glasdecken.

1. Oberlichter.

Die normalen Oberlichtkonstruktionen an den Dächern aus Eisenbeton bieten gegenüber den bei Holz- und Eisendächern üblichen Anordnungen grundsätzliche Abweichungen nicht. Im allgemeinen werden auch hier, wie im Eisenbetonbau überhaupt, die erforderlichen Hilfsträger, soweit als tunlich, dem Haupttragwerk nutzbar gemacht und als organische Teile desselben aufgefaßt. Hierdurch ergeben sich oft schätzenswerte Vorteile und konstruktive Vereinfachungen, die der neuen Bauweise im ganzen

[1] Beton u. Eisen 1905, Heft I, S. 12.

zustatten kommen. Für die Verbindung der in der Regel aus Eisen bestehenden Oberlichtrahmen mit der massiven Konstruktion sind besondere Vorkehrungen notwendig, die in einbetonierten Schraubenschäften oder Dübeln aus Holz oder besonderen, meist patentierten Massen bestehen. Die Oberlichtöffnungen selbst werden häufig mit rahmenförmigen Kränzen aus Eisenbeton umschlossen, wodurch ein wasserdichter Abschluß auf einfache Weise erzielt wird (Abb. 29). Die Oberlichter zeigen die mannigfachsten Formen und es möge hier auf die Ausführungen verwiesen werden, die im folgenden bei den verschiedenen Dachbauten beschrieben sind. Im wesentlichen zeigen sie zwei Typen; bei dem einen erhalten die Glasflächen eine solche Anordnung, daß das Licht aus jeder beliebigen Richtung von oben oder von der Seite einfallen kann, also die Form von kleinen gleichseitigen Satteldächern, von prismatischen, zylindrischen oder kegelförmigen Aufbauten; bei dem anderen Typus, der in den Säge-Sheddächern seinen bezeichnendsten Ausdruck findet, liegen die Glasflächen nach einer Richtung, meist nach Norden.



Abb. 33. Innenansicht des Volksbades in Kolmar.

Von einzelnen bemerkenswerten Ausführungen seien die Zierlichter und Oberlichter im Volksbad in Kolmar i. E.[1]) erwähnt. In dem mittleren Teil der aus einem 5 cm starken, an den Bindern aufgehängten Gewölbe bestehenden inneren Dachhaut sind Quer- und Längsbalken aus Eisenbeton eingeschaltet, welche quadratische und rechteckige Zierlichtfelder von 1,1 bis 1,8 m Weite bilden; die darüberliegende äußere Dachhaut wird durch eine normale Oberlichtkonstruktion unter Zuhilfenahme von kleinen eisernen Trägern ersetzt (Abb. 33).

Bei dem Sattelbalkendach über dem Laboratoriumsgebäude für die Marine in New-York sind längs des Dachrückens Oberlichter von 4,9 m Breite und 24 m Länge angebracht (Abb. 91 u. 92).

Der Remisenbau der Zuid-Hollandsche Elektrische Spoorwegmaatschappij in

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft I, S. 9; 1908, IV, S. 99. — Zement und Beton 1905, S. 252.

Leidschendam weist ein mittleres Oberlicht von 10 m Breite auf die ganze 80 m betragende Länge des Gebäudes auf (Abb. 61 u. 62).

Auf der von der Firma Brandt ausgeführten Kuppel des Evangelischen Vereinshauses in Düsseldorf ist eine Laterne errichtet, die auf einem Ring von 8 m Durchmesser ruht; derselbe ist 1,25 m hoch und an seinem unteren Rande mit einem 15 cm breiten Konsolring versehen, der zur Befestigung der Zierlichter dient.

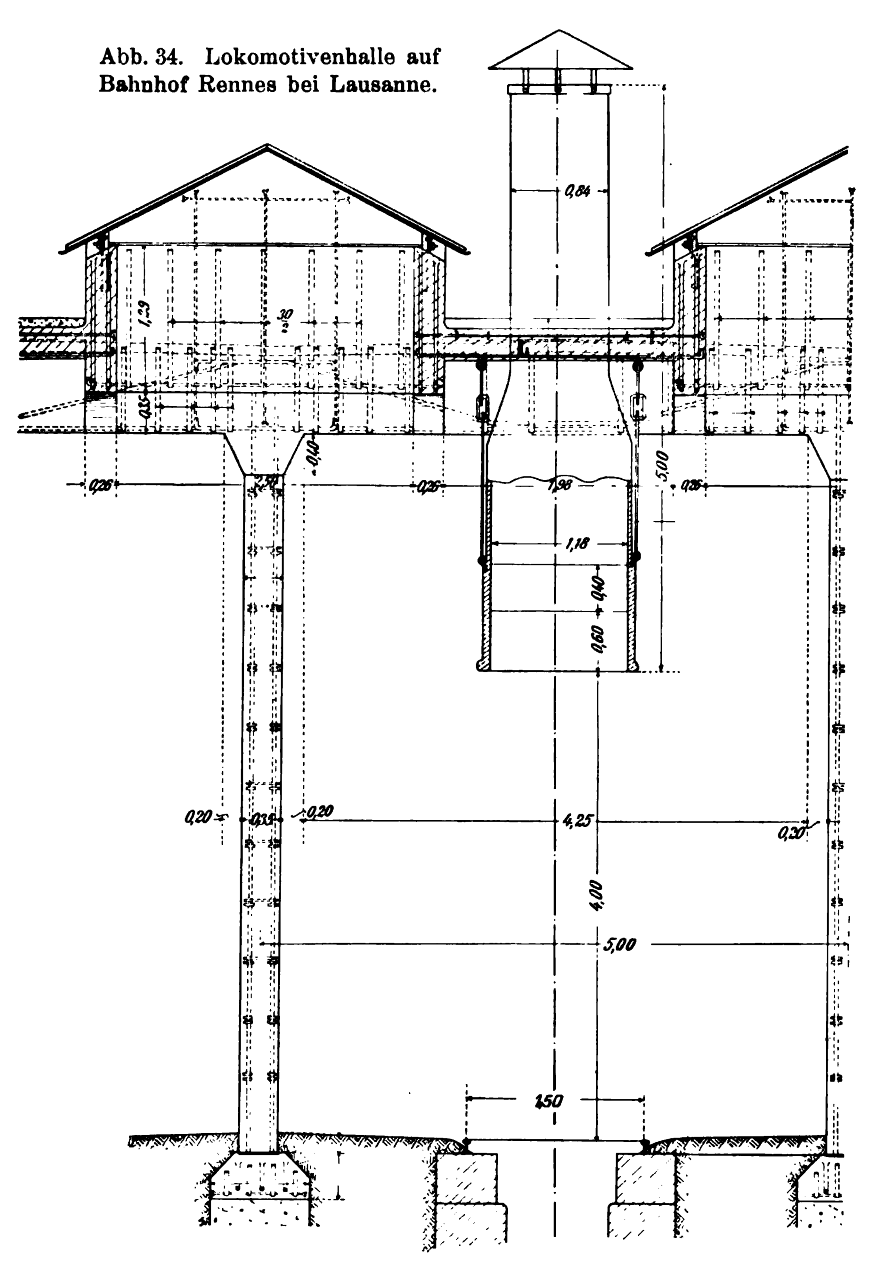


Abb. 34. Lokomotivenhalle auf Bahnhof Rennes bei Lausanne.

Die Beleuchtung der Lokomotivenhalle auf dem Bahnhof in Rennes bei Lausanne erfolgt durch lange Oberlichter von 2,50 m Breite, deren Achsen mit den Säulenstellungen zusammenfallen (Abb. 34). Die Säulen sind 5 m entfernt und durch Eisenbetonbalken verbunden, auf denen quer die 1,29 m hohen, 0,26 m starken Wände für die eisernen Oberlichter aufliegen. Die Breite der dazwischen verbleibenden Eisenbetondachstreifen beträgt 1,98 m; diese sind von 0,84 m weiten und 5 m hohen eisernen Rauchabzugrohren durchbrochen. Die Oberlichter bestehen aus kleinen Eisenprofilstäben und sind an einbetonierten Winkeln mittels Schrauben und Zugstangen befestigt.[1]) Bei dem eine Fläche von 8600 m² einnehmenden Bau der Glanzstoffabrik in St. Pölten, N.-Österreich[2]) sind auf dem Eisenbetontraggerüst und der durchbrochenen Dachhaut 2 und 3 m breite Oberlichter aufgesetzt

[1]) Béton armé 1903. März.
[2]) Beton u. Eisen 1908, Heft IV, S. 98.

(Abb. 35 u. 36). Auf den aus der Dachfläche vortretenden Betonleisten sind Eisenwinkel angeschraubt, welche die aus schwachen Profilen bestehenden Sprossen der sattelförmigen Oberlichter tragen. Die in ähnlicher Art hergestellten Belichtungsflächen der Segeltuchfabrik in Hessisch-Lichtenau[1]) sind an im Beton verankerte Holzdübel angeschraubt. — Weiteres über Oberlichter bei den Sheddächern.



Abb. 35. Glanzstoffabrik in St. Pölten.

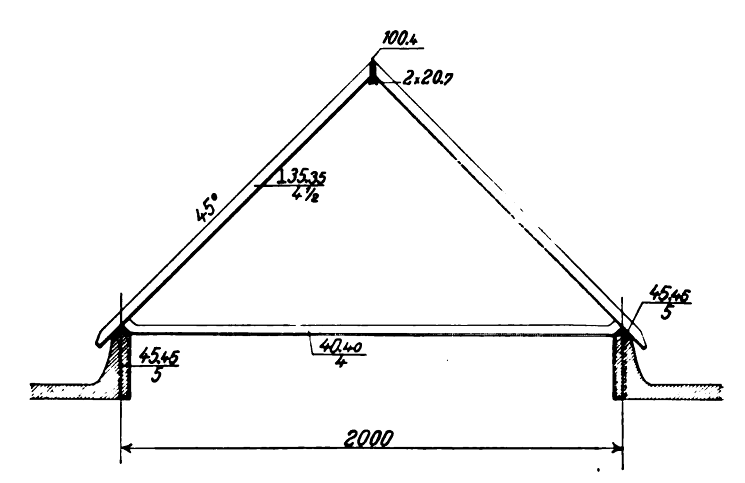


Abb. 36. Oberlichtkonstruktion der Glanzstoffabrik St. Pölten.

2. Glasbausteine.

Besondere Vorteile bezüglich der Schaffung von Lichtflächen bietet der Eisenbetonbau bei der Anwendung der Glasbausteine, die als konstruktive und tragende Teile in derselben Weise wie Mauerwerk oder Beton und gleichzeitig als lichtdurchlässige und feuersichere Abschlüsse wirken. Hierdurch lassen sich bei der Überdeckung und beim seitlichen Abschluß von Räumen Lösungen schaffen, die an Einfachheit, Solidität und Schönheit ohne Wettbewerb sind. Als die besten Glasbausteine werden die nach dem System Falconnier (Adlerhütten-Akt.-Ges., Penzig in Schlesien) bezeichnet. Sie sind hohl und werden in verschiedenen Farben und Formen hergestellt. Für Gewölbe verwendet man meist regelmäßig sechsseitige Steine von 80 mm Seitenlänge und 55 bis 110 mm Dicke, von denen 55 Stück auf 1 m² gehen (Abb. 37). Bei 8 mm starken Wandungen zeigen sie eine mittlere Bruchfestigkeit von 46 kg/cm², bei ungleichmäßigen Wandstärken entsprechend weniger. Die Verbauung geschieht wie bei Ziegelmauerung, in der Regel mit 5 mm dicken Fugen aus Portlandzement und ohne weitere Einrahmung zwischen den Rippen oder

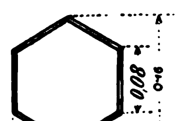


Abb. 37. Glassteine System Falconnier.

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft III, S. 55.

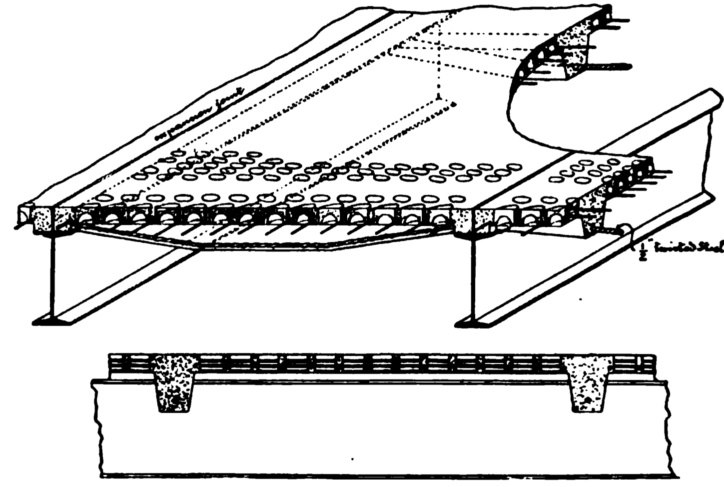
Säulen aus Eisenbeton oder zwischen einem eisernen Traggerippe. Auf diese Weise lassen sich Flächen bis 10 m² Größe verglasen. Bei größeren Flächen ist die Einlage von Eisenstäben erforderlich. Werden entsprechend gestaltete Glassteine von etwa vierseitig prismatischer Form benutzt, so können die daraus hergestellten Glaswände durch die Einlage zahlreicher dünner Eisenstäbe völlig biegungsfest (wie Monierplatten) gemacht und zu wagerechten oder geneigten Abschlußflächen von bedeutenderen Abmessungen verwendet werden. Die Ausnutzung dieser Methode zu bogenförmigen Dächern ohne Unterbrechung der Tragwirkung des Betons führt zu schönen architektonischen Wirkungen. — Eine andere mehr massive Form sind die Luxfer-Prismen, die vielfache Verwendung gefunden haben.



Abb. 38. Halle in Lorient.

Als eines der gelungensten Beispiele der Vereinigung des Eisenbetons mit Glasbausteinen ist die von Hennebique in Lorient erbaute, an Helligkeit nicht zu übertreffende Rahmenhalle zu bezeichnen; hierbei sind die Zwischenräume zwischen den Bindern und Pfetten gleichmäßig mit Falconnierschen Glassteinen ausgefüllt (Abb. 38).

Beim Bau der New-Yorker Untergrundbahn[1]) gelangte die in den Abb. 39 bis 41 dargestellte Oberlichtkonstruktion zur Anwendung. Die Glassteine sind eigenartig geformte, flaschenbodenartig ausgehöhlte Körper (Abb. 39). In den ziemlich weiten mit Portlandzementmörtel gefüllten Fugen liegt ein Netzwerk von Ransome-Stäben; die so entstehende Platte ist in ent-



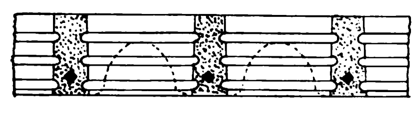


Abb. 39. Eisenbewehrte Glassteindecke.

Abb. 40. Glasdecke der Untergrundbahn in New-York.

[1]) Beton u. Eisen 1904, Heft V, S. 262.

sprechenden Abständen mit Eisenbetonrippen verstärkt und ruht auf einem eisernen Tragwerk auf (Abb. 40 u. 41).

In architektonisch schöner Weise ist das in den Abb. 42 u. 43 dargestellte Oberlicht im Hause des Turnvereins Mailand ausgebildet, das vom Ingenieur Porschedu nach dem System Hennebique entworfen ist. Auch ganze Gewölbe sind aus Glassteinen hergestellt, wofür das 8,5 m weite halbkeisförmige Gewölbe im Warenhaus Hildesheim (Abb. 44) ein schönes Beispiel gibt; hierbei ist ein besonderer Gewölbesteintypus Nr. 12 verwendet, der wegen des besseren Wasserablaufs beiderseits glatt gehalten ist und allen Anforderungen bezüglich Widerstandsfähigkeit, leichter Versetzung und Lichtwirkung entspricht. Die Verschalung für die Montage der Glassteine



Abb. 41. Untergrundbahn in New-York.

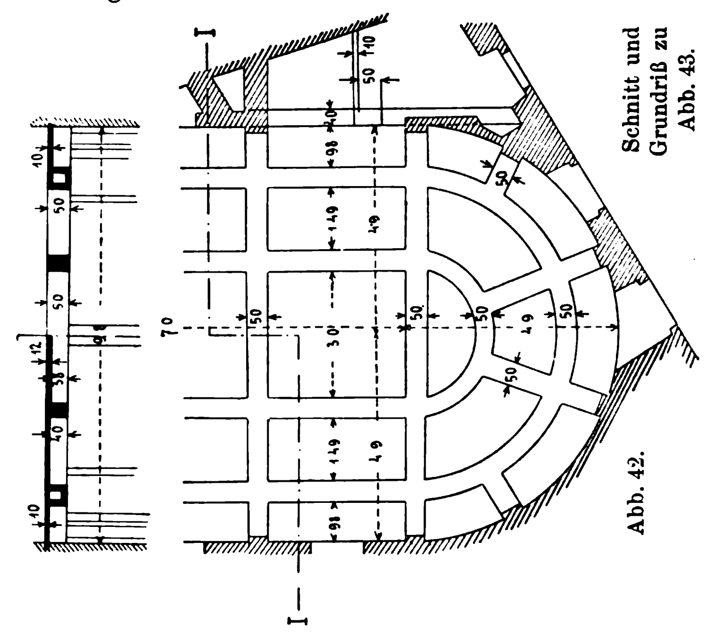


Abb. 42. Schnitt und Grundriß zu Abb. 43.



Abb. 43. Decke im Hause des Turnvereins Mailand.

muß sehr solide und so hergestellt werden, daß man die Schalbretter einzeln abnehmen kann, ohne die Lehrbogen anzurühren. Nach dem Abbinden der Fugen erfolgt die Entfernung der Schalung, worauf die Innenflächen sogleich gesäubert und die Fugen verstrichen werden. Als Bindemittel benutzt man Portlandzement mit

feinem Quarzsand; der Mörtel wird in kleinen Mengen erdfeucht angemacht und in die 5 mm weiten Fugen mit einem Holzspatel eingedrückt. Bei warmem Wetter ist die ausgeführte Gewölbefläche öfter zu befeuchten. Die Dichtigkeit der Fugen wird mit einem Anstrich von Goudron oder Dachpix gesichert. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit legt man in die Querfugen des Gewölbes einen weichen fortlaufenden Eisendraht, der in der gleichen Weise wie die Bewehrung in Beton körpern wirkt. Das Gewölbe des Warenhauses Hildesheim ist 18,5 m lang und nimmt eine Fläche von 168 m² ein. Bei der Ausführung dienten eiserne Bogengerippe in etwa 3 m Abständen; sie sind mittels zweier äußerer Längsschienen verbunden, die im Drittel der Bogenhöhe angebracht sind.

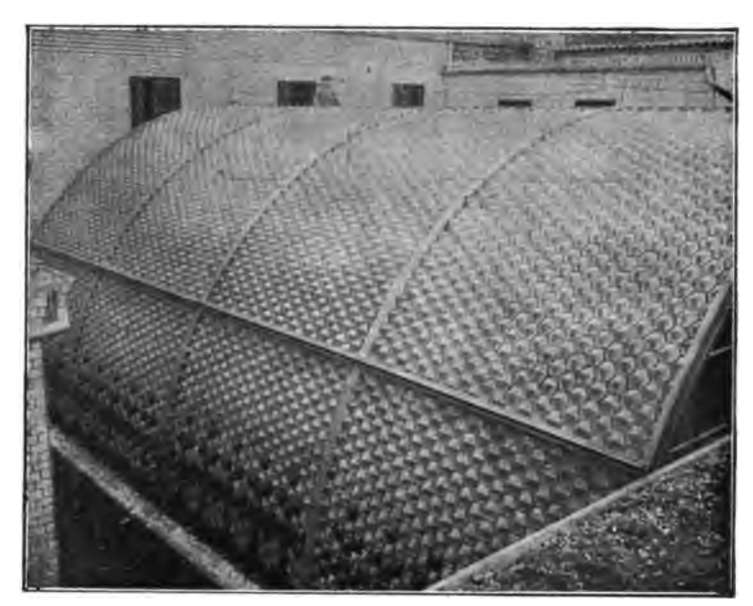


Abb. 44. Glasstein-Gewölbe.

ι) Auflagerung und Bewegung der Dächer.

1. Starre Auflagerung.

Die Tragwerke der Dächer wirken auf zweierlei Weise auf ihre Auflager: 1. durch die aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen sich ergebenden Auflagerkräfte und 2. durch die Bewegungsvorgänge in den Konstruktionen, die durch Längenänderungen bei der Erhärtung, bei Temperaturschwankungen oder durch Belastungen hervorgerufen werden.

Da bei den reinen Eisenbauten die genannten Formänderungen wesentlich sein können, ist ihnen durch die Konstruktion, z. B. durch feste und gleitende Auflager Rechnung zu tragen. Bei den Dächern aus Eisenbeton trifft man solche ausgesprochenen Vorkehrungen in der Regel nicht, da die Bewegungen geringer sind und die elastische Nachgiebigkeit der als Auflager benutzten Körper (Mauerwerk, Säulen aus Eisenbeton oder Eisen) fast immer hinreicht, die Verschiebungen der Oberkonstruktion bis zu einem gewissen Grade ohne Gefährdung der Standsicherheit mitzumachen.

Die Einheitlichkeit des Eisenbetontragwerks und der Auflager hat fast immer eine Erhöhung der statischen Unbestimmtheit des ganzen Systems zur Folge und damit eine wesentliche Verumständlichung des Berechnungsverfahrens, die sich so weit steigern kann, daß die aufzuwendende Entwurfsarbeit nicht mehr mit der Größe des Objekts in Einklang steht. Es werden daher fast immer grundlegende Vereinfachungen, die unter δ bereits erwähnt sind, unbedingt erforderlich. In den nachstehenden Beispielen sollen einige Erörterungen Platz finden, die über die Größe der aus der Starrheit entstehenden Kräfte und Spannungen einen Anhalt gewähren, um

daraus einen Schluß zu ziehen, wie weit die Monolität eines Eisenbetondachs reichen darf.

Selbstverständlich könnte auch bei den Eisenbetonkonstruktionen die statische Starrheit durch den Einbau von Rollenlagern, Gelenken oder durch die Anordnung entsprechend nachgiebiger Querschnitte behoben werden, ebenso wie dies im Eisenbau üblich und notwendig ist. Hiervon wird jedoch einerseits im Interesse der versteifenden Wirkung abgesehen, deren Ausnutzung gerade im Eisenbetonbau wertvoll ist, anderseits deshalb, weil Gelenke u. dergl. in dieser Bauweise konstruktiv meist umständlich sind und sonach die Gefahr schwacher Stellen in sich bergen.

Die Auflagerkräfte sind in den meisten Fällen, da die Balkentragwerke überwiegen, lotrecht und werden am besten durch Stützen aus Eisenbeton aufgenommen, deren Beanspruchung, wenigstens in den oberen Stockwerken mehrgeschossiger Gebäude, nicht über 18 bis 20 kg/cm² gewählt werden soll. Bei rahmenförmigen Unterkonstruktionen geht man einschließlich der Windbeanspruchungen bis 30, ausnahmsweise bis 40 kg/cm².

Besteht das Auflager aus Mauerwerk, so gelten folgende zulässige Inanspruchnahmen:

Bei Mauerwerk aus porigen Steinen . .	3 bis 6	kg/cm²
„ Ziegelmauerwerk mit Kalkmörtel .	7	„
„ „ „ Zementmörtel	11	„
„ Klinkermauerwerk	12 bis 20	„

Selten werden diese Werte jedoch ausgenutzt, da sich zu geringe Abmessungen ergeben würden.

2. Bewegungen durch Belastung.

Bewegungen der Dachkonstruktionen können durch verschiedene Umstände verursacht werden, wie durch Formänderungen bei der Ausrüstung, durch solche nach Fertigstellung infolge der Auflast und endlich durch Feuchtigkeits- und Temperaturschwankungen.

Bei Bogentragwerken mit Zugankern läßt sich eine Formänderung bei der Ausrüstung durch Anspannung der Zugorgane vermeiden; hierbei wird vorausgesetzt, daß entsprechende Spannvorrichtungen eingelegt sind. Andernfalls, wie auch dann, wenn der Seitenschub durch Balken- und Deckenkonstruktionen aufgenommen wird, treten gewisse Ausrüstungsformänderungen ein, die in jedem Einzelfall annäherungsweise ermittelt werden könnten. Von größerem Einfluß können diese aber nur bei freiliegenden Zugstangen sein.

Die durch die Belastung entstehende Spannung in den Zugankern sei σ_e. Ist ihre Länge l und der Dehnungsmodul E_e, so beträgt die Längenänderung

$$\varDelta l = \frac{l\sigma_e}{E_e}.$$

Ist der Bruchteil, den die Auflast an der Gesamtbelastung der Konstruktion ausmacht, bekannt, bei größeren Konstruktionen z. B. $\frac{1}{3}$, und war die zulässige Spannung des Ankers mit 1000 kg/cm² gewählt, so ergibt sich $\sigma_e = \frac{1}{3} \cdot 1000 = 330$ kg/cm²; sein Elastizitätsmaß beträgt $E_e = 2\,150\,000$ kg/cm².

Die Auflagerverschiebung Δl verteilt sich auf die beiden Auflager, wenn sie gleich widerstandsfähig sind, oder sie überträgt sich nur auf das eine, wenn das andere durch Verbindung mit Anbauten als unnachgiebig aufgefaßt werden kann.

Δl bezw. $\frac{\Delta l}{2}$ ist gleichzeitig das Maß, um das die Unterkonstruktion (Mauer, Säule) ausgebogen wird.

Ist ihre Höhe h, ihre Dicke d, ihre Biegungsbeanspruchung k und ihre Elastizität durch E ausgedrückt, so gilt die Beziehung (Abb. 45)

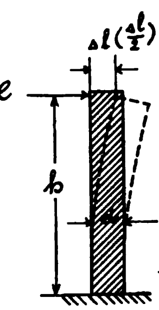


Abb. 45.

$$\Delta l = \frac{2}{3} \frac{k h^2}{E d}, \text{ woraus}$$

$$k = \frac{3}{2} \frac{E d \cdot \Delta l}{h^2}.$$

Hierin ist der Widerstand, den die Unterkonstruktion gegen die Biegung leistet, als nicht bedeutend vernachlässigt. Mit Einsetzung des Wertes für Δl wird

$$k = \frac{3}{2} \frac{E}{E_e} \frac{d l}{h^2} \cdot \sigma_e,$$

bezw. ein aus dem Verhältnis der Widerstände der Auflager sich ergebender Bruch davon.

Ist $l = 25{,}0$ m,
$d = 0{,}45$ „
$h = 5{,}0$ „
$\sigma_e = 330$ kg/cm²,
$\frac{E}{E_e} = \frac{50\,000}{2\,150\,000} = \frac{1}{43}$ ($E = 50\,000$ für Ziegel in Zementmörtel),

so wird $k = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{43} \cdot \frac{0{,}45 \cdot 25}{5{,}0^2} \cdot 330 = \pm 5{,}2$ kg/cm² bei einseitiger Auflagerbewegung.

Die durch den Auflagerdruck hervorgerufene Pressung beträgt bei $q = 500$ kg/m²

$$-k_d = \frac{\frac{25}{2} \cdot 500}{45 \cdot 100} + \frac{1600 \cdot 5}{10\,000} = 2{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Beanspruchung ist demnach

$$\pm 5{,}2 - 2{,}2 = \begin{cases} +3{,}0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug)} \\ -7{,}4 \quad „ \quad \text{(Druck)}. \end{cases}$$

Diese Beanspruchungen vermag das Mauerwerk ohne Rissebildung noch aufzunehmen.

Unter denselben Annahmen mit $E = 150\,000$ kg/cm² (Beton) und $d = 0{,}30$ m wird, wenn Stütze und Balken starr verbunden sind,

$$k = 2 \cdot \frac{3}{2} \frac{E}{E_e} \frac{d l}{h^2} \sigma_e = \pm 20{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Bewegung durch Temperaturwechsel.

Die weitaus bedeutendsten Bewegungen, denen alle Dachbauten unterworfen sind, entstehen aus den wechselnden Wärmegraden. Die Bestrahlungen großer Dachflächen durch die Sonne und die in kurzen Zwischenräumen erfolgenden starken Abkühlungen der verhältnismäßig dünnen Dachhaut erzeugen größere Schwankungen als bei den meisten anderen Baukonstruktionen. Mit Rücksicht darauf, daß die

Dachoberfläche fast nie ungeschützt ist, wird die Annahme einer Temperaturdifferenz von $\pm 20^\circ$ in der Regel ausreichen. Bei einer Ausdehnungsziffer des Betons von $135 \cdot 10^{-7}$ ergibt sich für 20° eine Längenänderung von $27 \cdot 10^{-5}$. Würde man die Bewegung völlig verhindern, so entstände eine Beanspruchung von $\pm 27 \cdot 10^{-5} \cdot 150000 = \pm 40{,}5$ kg/cm², also mehr als unter den größten Dachbelastungen. Da das Material solch hohen Anstrengungen nicht gewachsen ist, so wäre das Entstehen von Rissen unausbleiblich; unter Umständen schlössen sie eine große Gefahr für den Bestand der Konstruktion in sich. Tatsächlich fehlt es auch nicht an Beispielen, wo sich Dächer den auf sie einwirkenden Kräften nicht gewachsen zeigten; oft erst nach Monaten erfolgte noch der plötzliche Einsturz, eine Erfahrung, die man im Eisenbetonbau häufig zu machen Gelegenheit hatte. In den meisten Fällen wirkten allerdings Fehler im Entwurf und in der Ausführung mit.

Denkt man sich einen Punkt der Dachfläche festgehalten (Abb. 46), so entstehen im Abstand a die Verschiebungen $\Delta a = 27 \cdot 10^{-5} \cdot a$. Sind an dieser Stelle die Säulen mit den Bindern starr verbunden, so entstehen die zusätzlichen Biegungsspannungen

$$k = 2 \cdot \frac{3}{2} \frac{E d \Delta a}{h^2} = 3 \frac{E d \cdot 27 \cdot 10^{-5} a}{h^2},$$

woraus, wenn k eine bestimmte Größe, etwa 20 kg/cm², nicht überschreiten soll, die Entfernung der Trennungsfuge vom Festpunkt

$$a = \frac{k h^2}{81 \cdot 10^{-5} \cdot E d}.$$

Mit $E = 150\,000$ und $k = 20$ wird in Metern

$$a = 0{,}165 \cdot \frac{h^2}{d}.$$

Abb. 46.

Für nicht starr verbundene Stützen (Mauerwerk) beträgt etwa (mit $k = 4$ und $E = 30\,000$)

$$a = 0{,}33 \cdot \frac{h^2}{d}.$$

Beispiel: $h = 4$, $d = 0{,}25$ m; daher $a = 0{,}165 \cdot \frac{4^2}{0{,}25} = 10{,}5$ m.

Da die Bewegung vom angenommenen Festpunkt nach allen Richtungen erfolgt, so müssen die Temperaturtrennungsfugen eine Entfernung von $2a = 2 \cdot 10{,}5 = 21$ m (bei nicht starren Verbindungspunkten von 42 m) erhalten. Diese Maße entsprechen auch der in der Praxis bewährten Anordnung.

Lagert ein Eisenbetondach auf einer Ziegelmauer auf, so wird diese, wie oben erläutert, in ihrer Querrichtung auf Biegung beansprucht; außerdem findet aber eine Beanspruchung in der Längsrichtung der Mauer statt. Denkt man sich in der Auflagerung wieder einen Festpunkt, von dem aus die Eisenbetonplatte sich ausdehnt, so würde im Abstand a davon eine Verschiebung gegen

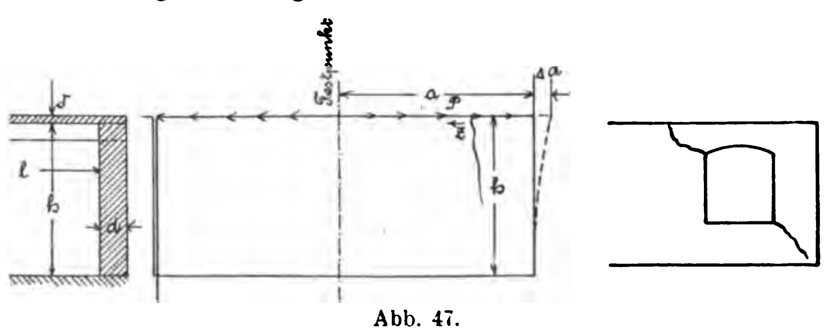


Abb. 47.

die Mauer um $\varDelta a = 27 \cdot 10^{-5} \cdot a$ erfolgen (Abb. 47). Die Adhäsion zwischen Beton und Mauerwerk sowie die einbindenden Balken zwingen aber zu gemeinsamer Bewegung. Diese ist nur möglich, wenn das in der Längsrichtung auf Schub beanspruchte Mauerwerk um $\varDelta a$ in seiner Form geändert wird. (Hierbei wird, wie oben, der Formänderungswiderstand des Mauerwerks vernachlässigt. Dies ist zwar nicht einwandfrei, aber mit Rücksicht auf die unsicheren Elastizitätsverhältnisse ohne vorwiegende Bedeutung.)

Bezeichnet G den Gleitmodul der Mauer von der Höhe h, in der die Schubspannung τ auftritt, so ist die Verschiebung

$$\varDelta a = \frac{\tau}{G} h = 27 \cdot 10^{-5} \cdot a,$$

woraus

$$a = \frac{10^{-5} \tau}{27 G} h.$$

Setzt man $\tau = 10$ kg/cm² = der Scherfestigkeit des Ziegelmauerwerks in Kalkmörtel,

$$G = 0{,}385\, E = 0{,}385 \cdot 30\,000 = 11\,550 \text{ kg/cm}^2,$$

so wird

$$a = 3{,}2\, h.$$

Ordnet man daher im Abstande $a = 3{,}2\, h$ vom Festpunkt oder in Entfernungen von $2\, a = 6{,}4\, h$ Trennungsfugen an, so sind Rißbildungen im Mauerwerk nicht zu erwarten. Für $h = 4$ m berechnet sich die Fugenentfernung zu 25 m.

Über die Größe der hier auftretenden Bewegungskräfte gibt das nachfolgende Beispiel einen Anhalt:

Dicke der Dachplatte $\delta = 8$ cm,

Lichtweite zwischen den Auflagermauern $l = 12$ m $= 1200$ cm.

Die Pressung bei gehinderter Ausdehnung längs der Mauer um $27 \cdot \overline{10}^5$ beträgt

$$\sigma = 27 \cdot 10^5 \cdot 150\,000 = 40{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bewegungskraft ist

$$P = \delta \cdot \frac{l}{2} \cdot \sigma = 8 \cdot \frac{1200}{2} \cdot 40{,}5 = 194\,000 \text{ kg}.$$

Die Größe der in der Höhe h auf eine Mauer von der Stärke d wirkenden Zerreißkraft Z ergibt sich aus der Beziehung

$$\sigma_z = \frac{Z}{dh}\left(1 + \frac{6 \cdot \frac{h}{2}}{h}\right) = \frac{4\, Z}{dh},$$

woraus

$$Z = \frac{d\, h \cdot \sigma_z}{4};$$

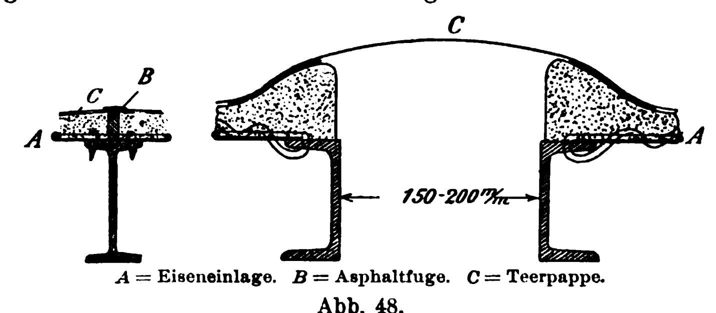
ist $\sigma_z = 8$ kg/cm², so wird mit $d = 38$ und $h = 400$ cm

$$Z = \frac{38 \cdot 400 \cdot 8}{4} = 30\,400 \text{ kg}.$$

Aus den vorstehenden Darlegungen folgt, daß zur Vermeidung von Rissebildungen und gefährlichen Spannungszuständen sowohl die Dach- wie die anschließenden Mauerflächen durch etwa 20 bis 25 m (in gewissen Fällen 40 m) voneinander entfernte Bewegungsfugen geteilt werden müssen. Die Breite der Fugen wird zweckmäßig $\varDelta a = 27 \cdot 10^{-5} \cdot 25 \text{ m} = 0{,}68$ cm gewählt; sie werden mit Asphalt vergossen

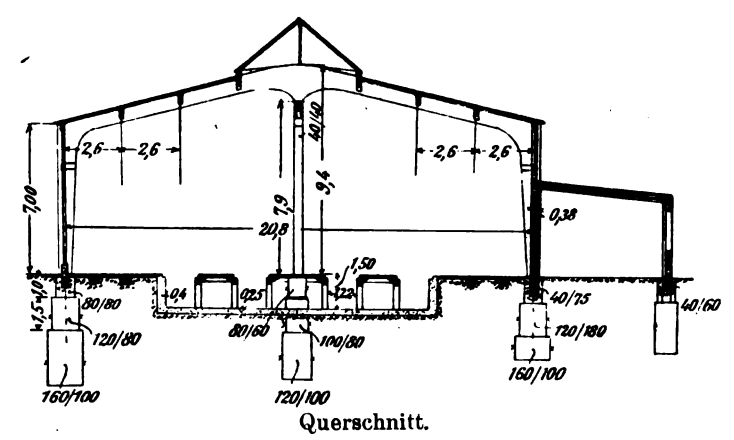
und mit Pappe, besser mit Zinkblechstreifen, überdeckt. Diese Bewegungsfugen sind auch mit Rücksicht auf die Längenänderungen unter dem Einfluß der Feuchtigkeit und auf die Möglichkeit ungleicher Boden- und Mauersetzungen vorteilhaft.

Die Abb. 48 zeigt die Ausbildung der Bewegungsfugen eines Eisenbetondachs über I-Trägern für die große Halle (60 × 485 m) der Heidelberger Portlandzementfabrik;[1]) es sind hier zweierlei Fugen angeordnet, kleine von 1 cm Breite in 10 m Abständen, die durch Asphalt gefüllt und mit Teerpappstreifen überdeckt sind, und größere zwischen 15 bis 20 cm auseinanderliegenden Trägern in 40 m Entfernungen; an diesen Stellen sind gleichzeitig in der Eisenkonstruktion Dehnungsfugen vorhanden.

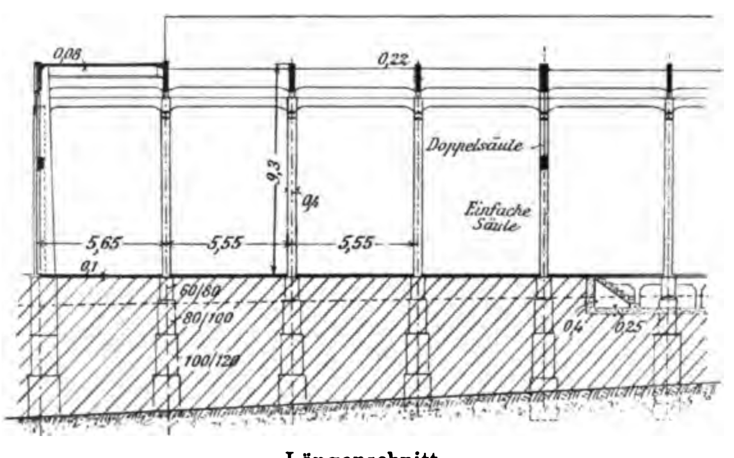


A = Eiseneinlage. *B* = Asphaltfuge. *C* = Teerpappe.
Abb. 48.
Bewegungsfugen im Dach der Heidelberger Portlandzementfabrik.

In dem in einheitlicher Eisenbetonbauweise hergestellten Fabrikgebäude der Daimler Motorenfabrik in Untertürkheim[2]) bei Stuttgart (Grundfläche 46 × 131 m) sind, zum erstenmal bei einem derartigen Bauwerk größeren Umfangs, zur Vermeidung von Rissen und schädlichen Spannungen Bewegungsfugen durchgeführt, durch welche die Dachfläche in rechteckige Teile von 23 bis 30 m Länge zerlegt wird.



Querschnitt.
Abb. 49. Wagendepot in Nürnberg.



Längenschnitt.
Abb. 50. Wagendepot in Nürnberg.

Beim Dach der Halle des Wagendepots in Nürnberg (Querschnitt in Abb. 49) sind die Fugen nur so weit hinuntergeführt, daß eine Bewegung des Daches möglich ist, während der Gebäudesockel ungeteilt ist. Die

[1]) Christophe, Der Eisenbeton, S. 143.
[2]) Mörsch, Der Eisenbetonbau 1908, S. 229 und Handbuch für Eisenbetonbau, Band II, S. 163.

Fugenanordnung ist zu dem Zwecke getroffen, um Risse in der Dachhaut hintanzuhalten. Es ist eine eigenartige Konstruktion von Doppelbindern gewählt, durch welche der lange Oberbau in vier voneinander unabhängige Teile getrennt wird. Die Baulänge dieser zusammenhängenden Teile umfaßt 3 × 3 Binderfelder gleich 16,65 m und 1 × 4 Binderfelder gleich 22,20 m. Die Anordnung der Doppelbinder aus der Abb. 50 ersichtlich; die Teilung ist jedoch nur oberhalb der seitlichen Oberlichter durchgeführt.[1]) Eine ähnliche Anordnung mit Doppelsäulen in jeder dritten Stütze zeigt die einstielige Bahnhofshalle in Nürnberg (Abb. 51). Die in der Ausdehnungsrichtung geringe Abmessung der Pendelsäulen am Ende jedes Teiles läßt eine ungehinderte Ausdehnung des Daches zu.



Abb. 51. Bahnsteighalle in Nürnberg.

Die in der Abb. 52 dargestellte einstielige Halle mit 8,00 m entfernten Säulen zeigt eine der erwähnten analoge Bewegungseinrichtung. An den in Entfernungen von 40 bis 60 m liegenden 5 cm weiten Fugen sind die Säulen in zwei Teile von je 25 · 50 cm Querschnitt zerlegt. Die Fugen in Säule und Dachhaut werden mit einer elastischen Asphaltfüllung versehen und oben mit Teerpappe oder Zinkblech überdeckt.

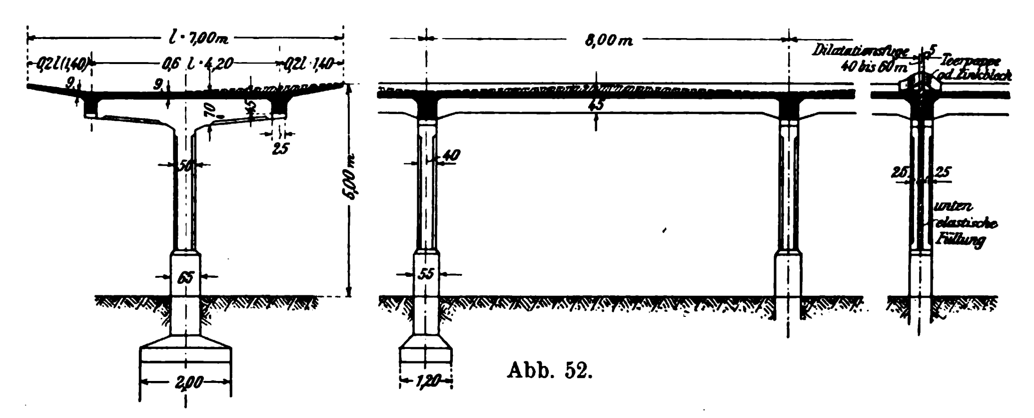


Abb. 52.

Einstielige Halle mit Bewegungsfugen zwischen Doppelsäulen.

Die Färbereihalle der Segeltuchfabrik in Hessisch-Lichtenau (Grundfläche 12 × 60 m) ist durch zwei Fugen in drei Teile von 2 × 22 + 16 m Länge getrennt. Die Fugen gehen hier wie bei der Daimler Motorenfabrik durch die Mitten der 4 m weiten Binderfelder; die bezüglichen Eisenbetonpfetten sind als 2 m auskragende Konsolen ausgebildet. Die Abdeckung der Fugen geschah mit Zinkblechstreifen.

[1]) Deutsche Bauztg. 1906, Mitteilungen über Zement usw., S. 17 u. f.

II. Balkendächer.

Die in den weitaus meisten Fällen flachen Dächer und die Terrassen, aber auch die Sattel- und Pultdächer unterscheiden sich in ihrem Aufbau von den Zwischen- und Innendecken der Gebäude wesentlich nicht; wie bei diesen sind die Tragkonstruktionen als Frei- oder Durchträger zu behandeln. Sie können als die geeignetste Abschließung nach oben betrachtet werden, da sie sich durch große Einfachheit in Entwurf, Berechnung und Ausführung auszeichnen. In den Flachdächern aus Eisenbeton sind alle jene vorteilhaften Eigenschaften vereinigt, welche diesem Baustoff im allgemeinen und insbesondere hinsichtlich der für Dächer wichtigen Belangen, wie Feuersicherheit, Unempfindlichkeit gegen Schwamm und Fäulnis, sowie der Dichtheit der Dachhaut innewohnen. Während Dächer aus Eisenbeton bei Gebäuden, deren Tragteile (Pfeiler und Decken) aus Beton bestehen, die Regel sind, wird man mit Rücksicht auf die obengenannten Vorteile auch in anderen Fällen häufig massive Balkendächer herstellen, die auf den gemauerten Umfassungswänden und allfälligen Zwischenstützen aufruhen. Überall, wo Schönheitsrücksichten nicht zur Geltung gelangen, oder wo die obersten Geschosse in vollem Maße ausgenutzt werden sollen, bietet das flache Tragwerk aus Eisenbeton die zweckmäßigste Abdeckung. Die Flachdächer sind daher unter allen Formen von Eisenbetondächern am zahlreichsten. Bei industriellen Anlagen, wie Fabriken, Speichern u. dergl. sind sie die herrschende Form, soweit die statischen Eigenschaften des auf Biegung beanspruchten Balkens wirtschaftlich mögliche Abmessungen und Spannweiten zulassen. Je nach der Spannweite wird die Verwendung einfacher Platten, von wagerechten oder geneigten Rippenbalken, worin auch die Sheddächer einzubegreifen sind, oder von besonderen Binderkonstruktionen erforderlich, welche die Gestalt von Arkaden-(Pfosten-)trägern und Fachwerken besitzen. Nach diesem Gesichtspunkte sollen hier alle Dachbauten, die statisch als Balken gekennzeichnet sind, eingeteilt werden.

a) Rippenbalkendächer.

1. Konstruktive und statische Behelfe.

Sie bestehen aus der Platte und den Rippen. Erstere dient als Dachhaut zur unmittelbaren Aufnahme der Abdeckung und Übertragung der Dachlasten; letztere wirken in Verbindung mit der Platte als eigentliche Tragkonstruktion.

Inwieweit die Platte als ein mit den Rippen statisch einheitlich wirkender Bauteil zu betrachten ist, erscheint noch nicht völlig geklärt.[1]) Die Platte selbst betrachten die einen als einen über den Rippen als freien Stützpunkten durchlaufenden Balken, die anderen halten die Annahme völliger Einspannung für gerechtfertigt. Der wirkliche Zustand besteht in einer Verbindung beider Fälle; die theoretische Lösung, welche den Drehungswiderstand der Rippen berücksichtigen müßte, ist schwierig, und es sei daher auf die Probebelastungen hingewiesen, die Koenen[2]) im Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde durchführen ließ. Das Versuchsobjekt bestand aus 6 Feldern, welche mit Koenenschen Plandecken der bekannten Bauart zwischen Bulbeisenträgern, II-Normalprofilen und Eisenbetonbalken überdeckt sind. Bei der ungünstigsten feldweisen Belastung ergaben sich im Felde III, dessen Trägerentfernung 5,50 m beträgt,

[1]) Siehe Heft 13 der Mitteilungen der Materialprüfanstalt Zürich; Schüle, Untersuchung des Einflusses der Druckspannungen in Eisenbetonbalken und der Breite bei Druckplatten. Weitere Versuche zur Klärung der Frage werden vom Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein an 14 Probeobjekten in Prag zur Durchführung gebracht.

[2]) Deutsche Bauztg. 1907, Mitteilungen über Zement usw., S. 49 u. f.

die in der Tabelle I enthaltenen gemessenen mittleren Einsenkungen, aus denen für den Elastizitätsmodul $E = 230\,000$ (und $E = 315\,000$) die Momente rechnerich ermittelt worden sind.

Tabelle I.

Auflast p in kg/m²	Mittlere Durchbiegung mm	Einspannmoment $M_0 = \frac{1}{x} \cdot pl^2$ x	Spannungen aus p an der Einspannung kg/cm² σ_b	σ_e	Moment in Plattenmitte $M = \frac{1}{y} \cdot pl^2$ y	Spannungen aus p in Plattenmitte kg/cm² σ_b	σ_e
129	0,0433	9,85 (9,89)	8,83	390	42,6 (41,8)	11,3	268
457	0,373	10,17 (10,39)	14,5	630	37,5 (34,8)	21,5	510
783	0,753	10,28 (10,54)	19,8	875	36,1 (33,2)	31,2	742
1100	1,577	10,62 (11,05)	24,6	1085	32,5 (29,0)	44,6	1059
1440	2,987	11,18 (11,90)	28,6	1265	28,1 (24,4)	63,2	1498

Aus den hier auszüglich angeführten Ergebnissen der Probebelastung, bei der laut Prüfungszeugnis an keiner Stelle der belasteten und unbelasteten Felder Risse entstanden waren, ist ersichtlich, daß bei wechselnden Belastungen, die nach und nach auf ungefähr die doppelte zulässige Nutzlast (Spannungen aus p im Eisen 1498, im Beton 63,2 kg/cm²) gesteigert werden, Einspannungsmomente entstehen, welche sich dem Werte

$$M_A = \frac{pl^2}{12}$$

nähern, während die gleichzeitig vorhandenen Momente in den Feldmitten bis gegen

$$M = \frac{pl^2}{24}$$

wachsen. Es zeigt sich also deutlich der Torsionswiderstand der Rippen, der bei kleinen Belastungen von höherem Einfluß als bei großen Belastungen ist. Das gleiche gilt von den Plattenverstärkungen an den Rippen.

Beim durchlaufenden Balken mit veränderlicher Last p auf freien Stützen ergeben sich Stützenmomente von $M_A = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}\,pl^2$ und Mittenmomente von $M = \frac{1}{12{,}5}$ bis $\frac{1}{10}\,pl^2$, mit stetiger Last g die Momente $M_A = \frac{1}{13}$ bis $\frac{1}{8}\,gl^2$ und $M = \frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{13}\,gl^2$. Da die Unterschiede beträchtlich sind, so ist die vorliegende Frage für die wirtschaftliche Bemessung der Plattenstärke in Rippenbalken von Bedeutung, und zwar bei den Dächern umsomehr, als eine Erhöhung des Eigengewichts hier von größerem Einfluß ist als bei stark belasteten Deckenkonstruktionen. Nach den Koenenschen Versuchen erscheint die Frage dahin geklärt, daß man daher die über Rippen durchgehenden und an diesen verstärkten Platten als völlig eingespannte Balken betrachten könne. Wenn diese Annahme für hohe bewegliche Lasten auch nicht zutreffen dürfte, so bietet sie für die Berechnung der schwach belasteten Dachflächen unzweifelhaft eine vollständig sichere Rechnungsgrundlage, die insolange beibehalten bezw. eingeführt werden sollte, als Erfahrung und genaue Versuche dem nicht entgegenstehen.

Für die Endfelder durchgehender Platten haben die Koenenschen Versuche die aus Tabelle II ersichtlichen Werte ergeben:

Tabelle II.

Auflast p in kg/m²	Mittlere Durchbiegung mm	Moment in Plattenmitte $M = \frac{1}{y} \cdot pl^2$ y	Spannungen aus p in Plattenmitte kg/cm² σ_b	σ_e
146	0,02	19,7 (19,22)	13,7	336
360	0,13	17,57 (16,40)	23,9	589
990	0,47	16,75 (15,45)	51,4	1262
1390	0,99	15,05 (13,50)	75,9	1862

Hieraus erhellt die Tatsache, daß die Endfelder durchgehender Platten über Eisenbetonrippen als einseitig eingespannte Balken mit dem Größtmoment in der Platte von

$$M = \frac{1}{14} pl^2 \left(\text{genauer } \frac{9}{128} pl^2\right)$$

berechnet werden dürfen, während das Einspannungsmoment mit

$$M_A = \frac{1}{8} pl^2$$

einzuführen sein wird.*)

Was die Größe der Balkenabstände anbelangt, so wird diese in erster Linie nach den Betriebserfordernissen der überdachten Räume zu bemessen sein und zwischen 2 und 6 m schwanken können. Bei Dächern mit stärkerer Isolierschicht oder anderer größerer Belastung durch Aufschüttungen u. dergl. hat eine angemessene Beschränkung der Balkenabstände stattzufinden, oder es sind Querrippen in solchen Entfernungen einzulegen, daß die erforderliche Plattendicke 10 bis 12 cm nicht überschreitet.

Für die Bemessung der Nutzstärken $h - a$ der Platten kann die Tabelle III dienen, wenn $\sigma_e = 1000$ kg/cm² angenommen wird:

Tabelle III.

σ_b	$\frac{h-a}{\sqrt{M}}$	$\frac{f_e}{\sqrt{M}}$	f_e in vH.	Anmerkung
20	0,069	0,016	0,23	M auf 1 m Breite in kgcm
25	0,057	0,019	0,34	
30	0,049	0,023	0,47	
35	0,043	0,026	0,60	
40	0,039	0,029	0,75	
45	0,036	0,032	0,90	

Unter der Voraussetzung $\sigma_b \leq 40$, $\sigma_e \leq 1000$ kg/cm², 150 kg/m² Nutzlast und 50 kg/m² Zuschlag für Belag und Putz und wenn in Plattenmitte und an der Rippe der gleiche Eisenquerschnitt vorhanden ist, gibt die folgende Zusammenstellung brauch-

*) Hinsichtlich der Berücksichtigung der Verstärkungen gegen die Auflager, bezw. Einspannstellen siehe die Studie von Dipl.-Ing. Max Müller, Schweizerische Bauzeitung 1909, S. 231 und 244 u. ff.: „Über die Berechnung eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment“.

bare Werte (h Plattendicke in der Mitte, h' Plattendicke über der Rippe, f_e auf 1 m Breite, Abb. 53):

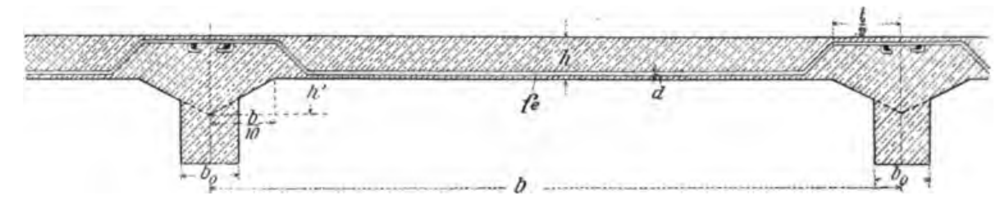


Abb. 53. Dachplatte mit aufgebogenen Eisenstäben.

Rippenweite b	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0 m
Nutzhöhe $h - a$	2,9	3,7	5,0	5,5	6,5	7,5	8,8 cm
Plattendicke h	6,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0 „
Verstärkung über den Rippen auf h'	7,0	9,0	11,0	12,0	14,0	16,0	19,0 „
Eisenquerschnitt f_e	2,20	2,75	3,75	4,12	4,88	5,63	6,59 cm²

Werden am Auflager besondere Eisen eingelegt (Abb. 54), was oft vorteilhafter ist (z. B. Lolat-Eisenbeton), so gilt folgende Tabelle:

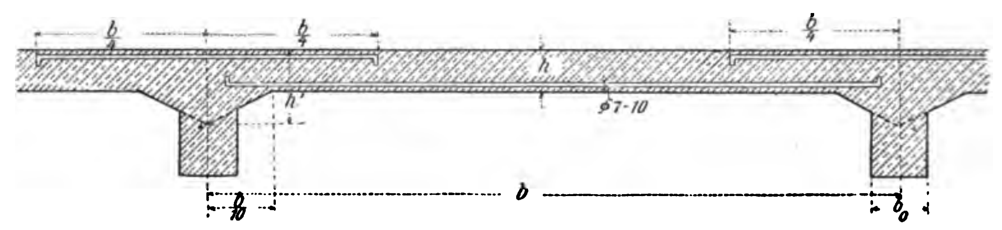


Abb. 54. Dachplatte mit geraden Eisenstäben.

Rippenweite b . . .		3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0 m
Plattenmitte	$h-a$	5,0	5,5	6,5	7,5	8,8	9,9	11,3 cm
	h	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	14,0 „
	f_e	3,75	4,12	4,88	5,63	6,59	7,43	8,48 cm²
Rippenanschluß	$h'-a$	6,5	7,8	9,2	10,7	12,4	14,0	16,0 cm
	h'	8,0	10,0	11,0	13,0	15,0	16,0	18,0 „
	f_e'	4,85	5,85	6,90	7,99	9,3	10,5	12,0 cm²

Die Rippen sind in der Regel als Balken auf zwei oder mehr freien Stützen zu berechnen. Die etwa vorhandene Einspannung an den Stützen durch deren feste Verbindung mit den Rippen wird meist vernachlässigt, doch ist den tatsächlich auftretenden Zugspannungen durch entsprechende Eiseneinlagen Rechnung zu tragen. Ist die Einspannung jedoch für die statische Wirkung des Tragsystems charakteristisch, so muß dieses unter dem Gesichtspunkt eines steifen, mehrstieligen Rahmens behandelt werden. Die Berechnung der über mehrere freie Stützen durchlaufenden Balken erfolgt z. B. mit Hilfe der Winklerschen Tabellen, mit Einflußlinien oder in besonderen Fällen mit den allgemeinen Beziehungen, die für kontinuierliche Träger gelten. Da in den meisten Fällen mit einer gleichmäßig verteilten ständigen Auflast zu rechnen ist, so genügt es häufig bei kleinen Trägern, das Feldmoment mit $M = \frac{1}{10} q l^2$ anzunehmen und den Auflagern eine hinreichende Verstärkung zu geben.[1])

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft IV, S. 90.

Für die vorläufige Bemessung der Rippenbreite b_0 kann die Beziehung angewendet werden:

$$b_0 \geq \frac{lb}{2} + 10 \text{ cm};$$

ferner soll $b_0 \gtreqless {}^1/_3$ bis ${}^1/_2\ h$ sein. Hierin bedeutet l die Rippenspannweite und b den Rippenabstand in m.

Für die Gewichts- und überschlägliche Kostenberechnung normaler durchlaufender Dachbalken gibt die Tabelle IV brauchbare Werte.

Tabelle IV.

b	l 5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0 m
3,0	20/40 4 R.-E. 18	20/40 5 R.-E. 18	20/40 5 R.-E. 18	20/45 5 R.-E. 18	25/45 5 R.-E. 20	25/50 5 R.-E 20	25/50 cm 6 R.-E. 20
4,0	20/40 5 R.-E. 18	20/45 5 R.-E. 18	25/45 5 R.-E. 20	25/50 5 R.-E. 20	25/50 6 R.-E. 20	25/50 5 R.-E. 24	25/55 cm 5 R.-E. 24
5,0	25/45 5 R.-E. 20	25/50 5 R.-E. 20	25/50 5 R.-E. 24	25/50 5 R.-E. 24	25/50 5 R.-E. 24	25/55 6 R.-E. 24	25/60 cm 6 R.-E. 24

Als größte Spannweite normaler Rippendächer sind 10 m zu betrachten; ausnahmsweise geht man auf 13 bis 16 m und mehr und bedient sich dann kreuzweiser Eiseneinlagen sowie quer gelegter Balken

Beim Zusammentreffen von Dächern verschiedener Höhe und Achsenrichtung ist die Ausbildung der Grate und Kehlen eine dem Holzbau ähnliche. Die Abb. 55 zeigt eine der Praxis entnommene Dachkonstruktion eines Fabrikgebäudes. Die Rippen sind als durchgehende Balken über drei Feldern von 7, 6 und 7 m Weite zu betrachten, wobei den Besonderheiten Rechnung zu tragen ist, die durch das Einschneiden einer zweiten Dachfläche entstehen.

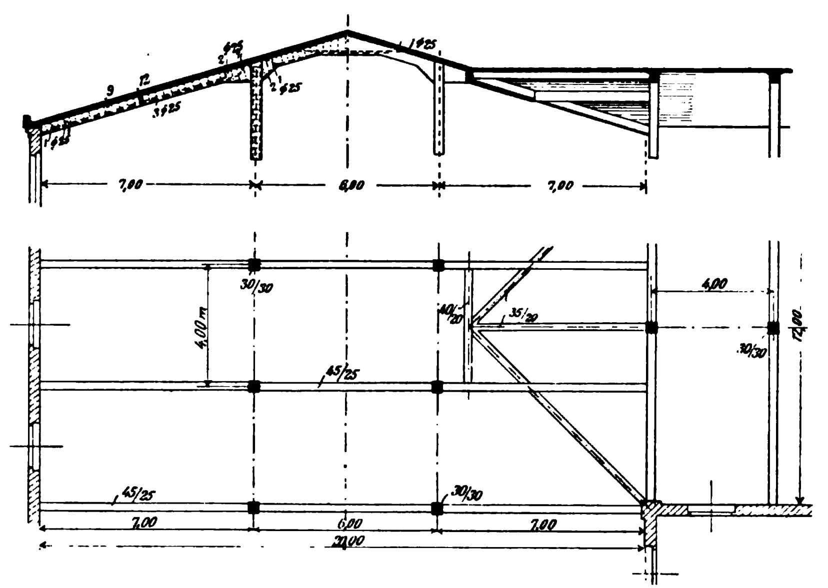


Abb. 55. Verschneidung eines Rippenbalkendaches über drei Feldern. Schnitt und Grundriß.

2. Flache Rippenbalkendächer.

Beispiele.

Beim Lagerhaus der Kgl. Eisenbahndirektion Elberfeld in Opladen ruht das flache Dach durchweg, auch an den Umfassungswänden auf Eisenbetonsäulen. In

der Längsrichtung sind 8, in der Querrichtung 4 Säulenreihen. Auf den längsgerichteten Hauptunterzügen liegen Querrippen, die über den Säulen und in den Mitten der Unterzüge auflagern.

Die Daimler-Motorenfabrik in Untertürkheim (Abb. 56) ist ein Bau von 131 m Länge und 46 m Breite.[1]) Die vorherrschende Säulenstellung beträgt 5,5 m, wobei in der Querrichtung des Gebäudes die Hauptträger und senkrecht dazu in 2,5 m Abstand die Nebenträger verlaufen. An den Außenwänden finden die Träger ihre Unterstützung ebenfalls auf Eisenbetonsäulen. Die Dachfläche hat in der Querrichtung eine Neigung von $2^1/_2$ vH. und ist durch eine Längsfuge und drei Querfugen in acht Teile zerlegt, deren Längen 30 m und deren Breiten 23 m betragen. Solche Bewegungsfugen sind, soweit bekannt, hier zum ersten Male folgerichtig durchgeführt. Die Entwurfs- und Ausführungsarbeit ist dadurch nicht unwesentlich vermehrt. Die Fugen sind dicht schließend hergestellt und haben sich später bis 6 mm geöffnet; dieses Verhalten ist ein klarer Beweis für die Notwendigkeit und den praktischen Wert der genannten Anordnung, die heute als allgemein notwendig anerkannt ist. Die Bewegungsfugen durchschneiden die Hauptträger und Querträger in der Mitte; diese sind daher als Konsolträger ausgebildet. Das Dach ist mit Holzzement und Kiesüberschüttung eingedeckt; die über die Dachdecke gelegten Wandträger, welche eine Kiesleiste entbehrlich machen, sind mit einem Gesims aus Zementkunststein abgedeckt, und die Zinkverwahrung greift in die Fuge unter dem Deckgesims ein.

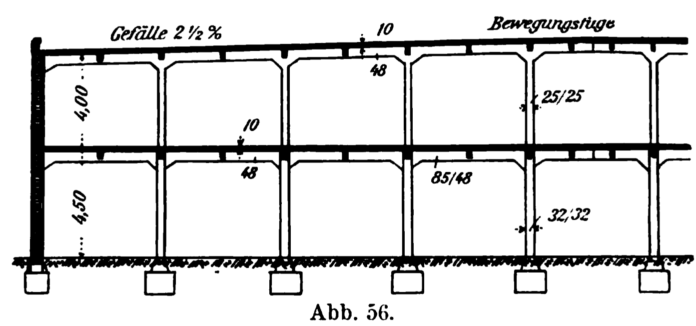


Abb. 56.
Querschnitt durch die Daimler-Motorenfabrik, Untertürkheim.

Beim Fabrikgebäude der Singer Manufacturing Co. in Wittenberge[2]) bei Hamburg liegen die Hauptträger ebenfalls quer zur Längsachse des Gebäudes. Ihre Spannweite beträgt 6,0 m; sie tragen die 1,5 m entfernten Querrippen zur Aufnahme der Dachplatte (Abb. 57).

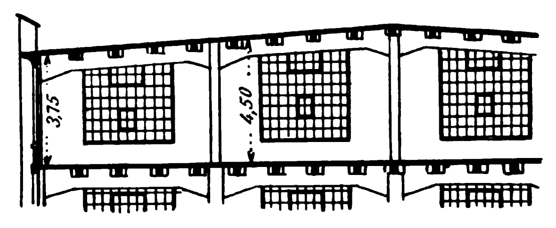


Abb. 57. Dachquerschnitt der Singer-Fabrik in Wittenberge.

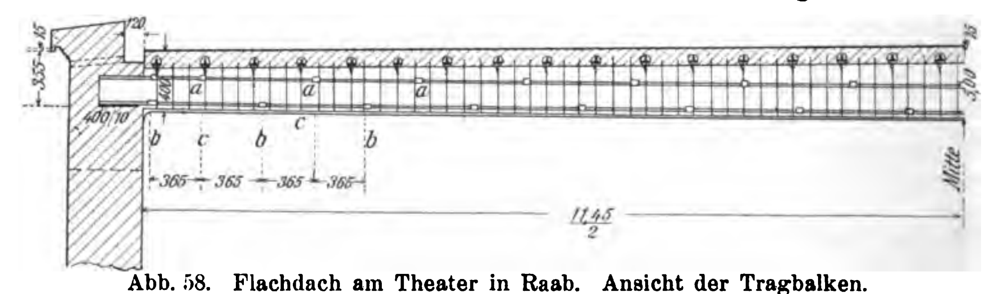


Abb. 58. Flachdach am Theater in Raab. Ansicht der Tragbalken.

[1]) Deutsche Bauztg., Zementbeilage Nr. 1, 1904; siehe auch Handbuch für Eisenbetonbau, Band II, S. 121.
[2]) Mörsch, Der Eisenbetonbau 1908, S. 241.

Beim Bau des Theaters in Raab (Ungarn) ist ein Raum von 15 m Länge und 11,45 m Lichtweite in der aus den Abb. 58 bis 60 ersichtlichen Weise überdeckt. Die Hauptträger liegen in normalen Entfernungen von 2,51 m, die mit einer 100 mm

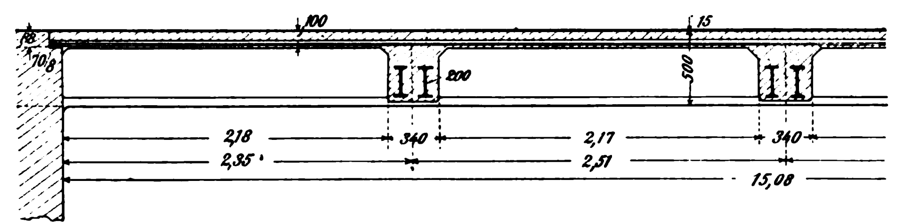


Abb. 59. Querschnitt des Daches.

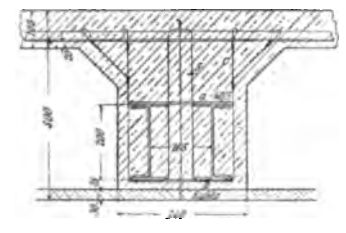
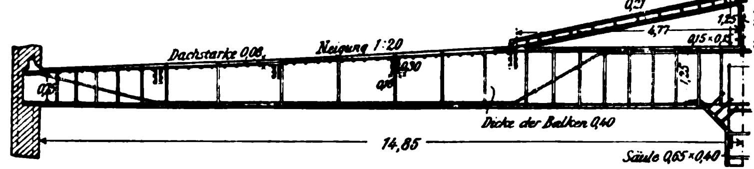


Abb. 60.
Querschnitt einer Rippe.



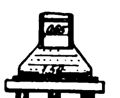


Abb. 62. Ansicht der Hauptträger mit Oberlicht und Säule.

dicken Platte verbunden sind (Abb. 59). Bemerkenswert ist die Eisenbewehrung. Die Hauptträger sind mit je 2 I-Profilen von 200 mm Höhe verstärkt, welche durch Flacheisenbügel 40 × 5 miteinander und durch zahlreiche Rundeisen von 5 mm Durchmesser mit der Platte verbunden sind, so daß eine ausreichende Verbundwirkung gesichert erscheint (Querschnitt in Abb. 60). Die Höhe der Hauptträger nimmt von 400 mm an den Auflagern bis 500 mm in der Mitte zu. Die Plattenbewehrung besteht aus ⊥-Profilen in Abständen von 330 mm (Längsschnitt in Abb. 58). Die Abdeckung des sehr flachen Daches (Neigung 1 : 55) erfolgte mit einem Zementglattstrich und daraufliegender Dachpappe. Der Plafond ist mittels



Abb. 61. Innensicht der Remise in Gravenhage.

Drähte an den Unterseiten der Rippen angehängt und besteht aus einer 30 mm dicken Rabitzschicht (Abb. 60).

Die von der „Hollandsche Maatschappij tot het maken van werken in gewapend beton“ in Gravenhage ausgeführte Remise bedeckt einen rechteckigen Grundriß

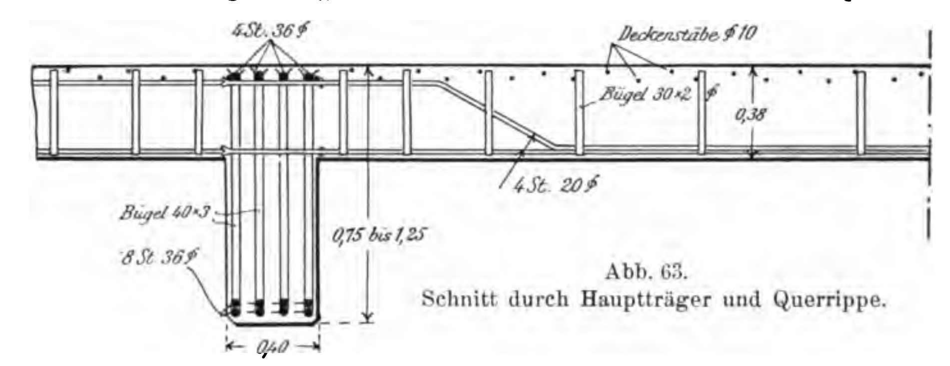


Abb. 63.
Schnitt durch Hauptträger und Querrippe.

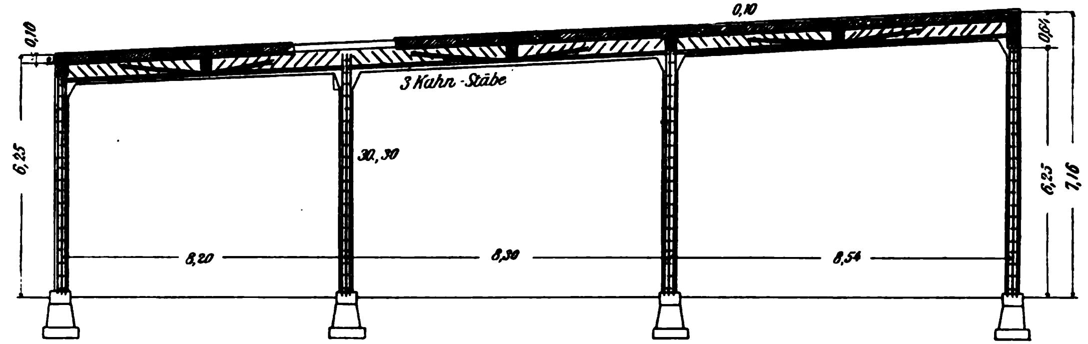


Abb. 64. Querschnitt eines amerikanischen Lokomotivschuppens.

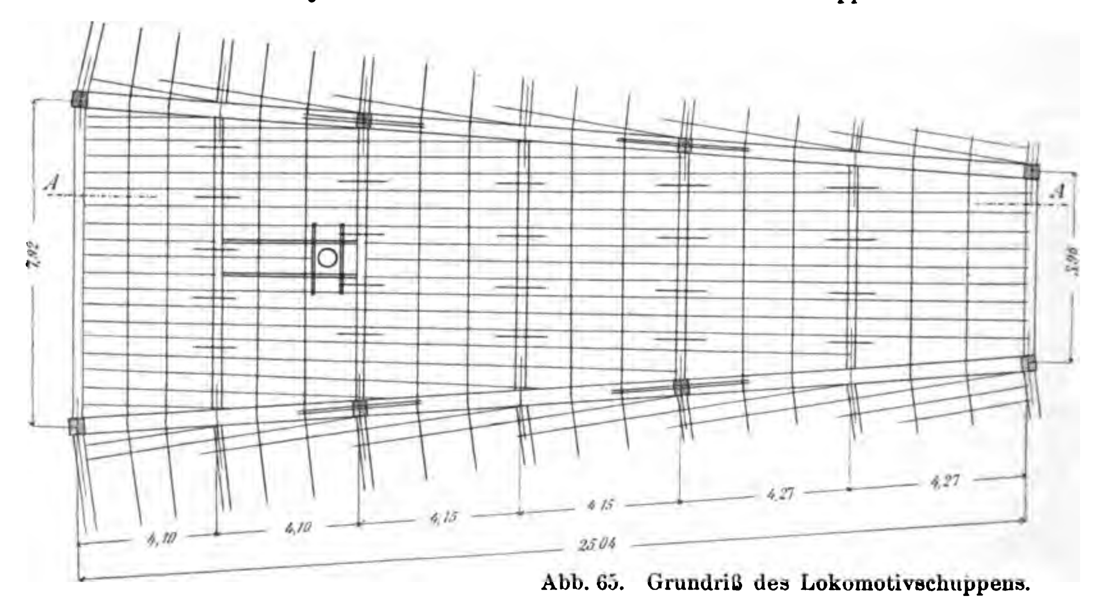


Abb. 65. Grundriß des Lokomotivschuppens.

von 30 × 80 m, dessen Bedachung von einer mittleren Säulenreihe gestützt wird (Abb. 61). In der Mitte ist ein 10 m breites Oberlicht angebracht, dessen Gerippe aus 21 cm hohen Eisenbetonbalken besteht, die durch Mittelstützen von 1,25 m Höhe

auf den Hauptträgern ruhen. Diese sind 0,40 m breit, 0,75 bis 1,25 m hoch und liegen 5,85 m auseinander. Der Querschnitt der Dachtragsäulen ist 40 × 65 cm und hat eine Last von 65 t aufzunehmen, die durch 6 Pfähle auf den Untergrund übertragen wird. Die 8 cm starke und 1 : 20 geneigte Dachplatte wird von Querrippen getragen, die 2,5 m auseinander liegen, 16 cm breit und 30 cm hoch sind. Die Eisenbewehrung aller Bauteile besteht aus Rundeisen, die den Kraftwirkungen entsprechend gebogen und durch lotrechte Bügel ergänzt sind[1]) (Abb. 62 u. 63).



Abb. 66. Innenansicht des Lokomotivschuppens.

Ein bemerkenswertes Beispiel eines **Lokomotivschuppens amerikanischer Ausführung** ist in den Abb. 64 bis 66 dargestellt. Der halbkreisförmige Bau hat eine Tiefe von 25 m und ruht auf 4 Säulenreihen, die in 8,30 m entfernten konzentrischen Ringen stehen. Das ganz flache Dach besteht aus in der Richtung der Halbmesser liegenden Unterzügen, deren Abstände von 7,92 m an der Außenseite bis 3,96 m abnehmen, und querliegenden Balken, über welchen eine 10 cm starke Dachplatte eingespannt ist. Die Bewehrung besteht durchweg aus Kahn-Stäben. Die Säulen sind mit Schutzleisten aus Winkeleisen gegen Beschädigungen geschützt. Die Innenansicht zeigt Abb. 66.

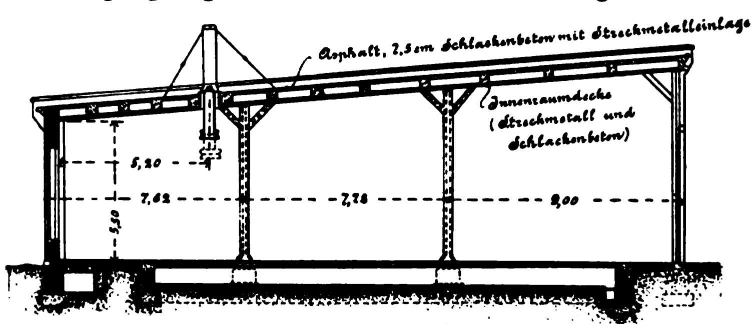


Abb. 67. Querschnitt eines Lokomotivschuppens.

Eine ähnliche Ausführung geben die Abb. 67 bis 75 wieder; sie betreffen den im Jahre 1905 fertiggestellten **Lokomotivschuppen der Kanadischen Pacific-Eisenbahn** in Moose Jaw; er ist ebenfalls völlig in Eisenbeton ausgeführt und wird von einer eckigen Mauer, die einen Halbkreis von etwa 53,44 m Radius begrenzt, umschlossen. Seine Tiefe ist 24,4 m. Er enthält 22 Stände, die durch eine Brandmauer in zwei Gruppen zu je 11 Ständen geteilt sind. Am Kopfe eines jeden Standes beträgt die Länge der

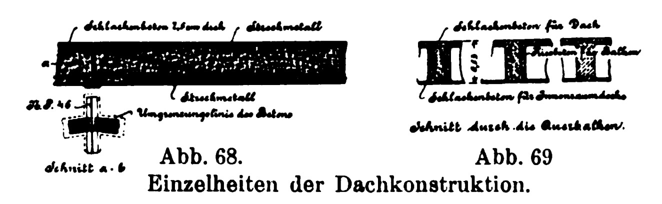
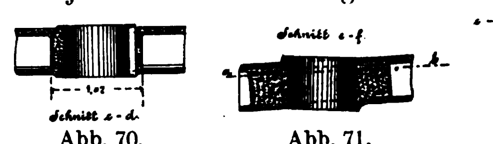


Abb. 68. Abb. 69

Einzelheiten der Dachkonstruktion.

[1]) De Ingenieur 1904.

äußeren Vieleckseite 7,62 m. Die Umfassungswände und die innere Trennungsmauer sind aus einfachem Beton hergestellt. Jede Ecke ist außen durch Strebepfeiler verstärkt, die nebst je zwei im Inneren des Schuppens aufgestellten Säulen jeden der radial angeordneten Hauptträger (bestehend aus I-Profilen) unterstützen. Die Innensäulen von 30 × 30 cm Querschnitt enthalten je einen I-Träger und Streckmetall zu beiden Seiten desselben (Abb. 73). Die zwischen den Hauptträgern liegende Fläche wird durch Querbalken überspannt, die eine das Dach bildende Eisenbetonplatte nebst angehängter Innenraumdecke tragen (Abb. 67 bis 69).



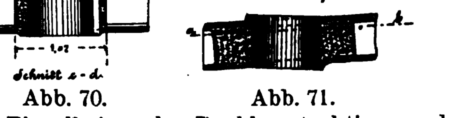


Abb. 70. Abb. 71. Abb. 72.
Einzelheiten der Dachkonstruktion an den Rauchfängen.

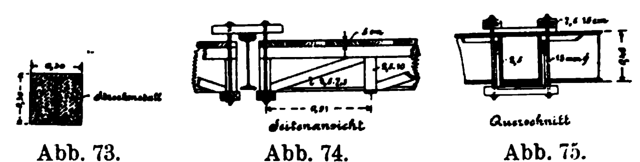


Abb. 73. Säulenquerschnitt. Abb. 74. Abb. 75. Schalung für Querbalken und Dachplatte.

Die als Eisenbetonbalken ausgestalteten Querträger haben alle 0,53 m Höhe, während ihre Breite und Bewehrung der Spannweite angepaßt ist (Kiesbeton, Mischung 1 : 3 : 5). Die Innenraumdecke besteht aus Streckmetall, das an die Balken mit Drähten angehängt und mit zwei Schichten Zementmörtel verputzt ist. Die Eiseneinlage der Querbalken besteht aus einfachen Rundstangen, die mit den I-Trägern verbunden sind. Die Dachplatte ist aus Schlackenbeton hergestellt. Jene Stellen des Daches, wo die Rauchfänge durchgeführt werden, sind besonders verstärkt (Abb. 70 bis 72). Die zur Ausführung benutzte Schalungsvorrichtung ist aus den Abb. 74 u. 75 ersichtlich.[1])

In Amerika sind wiederholt Flachdächer großer Spannweite ausgeführt, von denen hier einige Beispiele erwähnt werden.

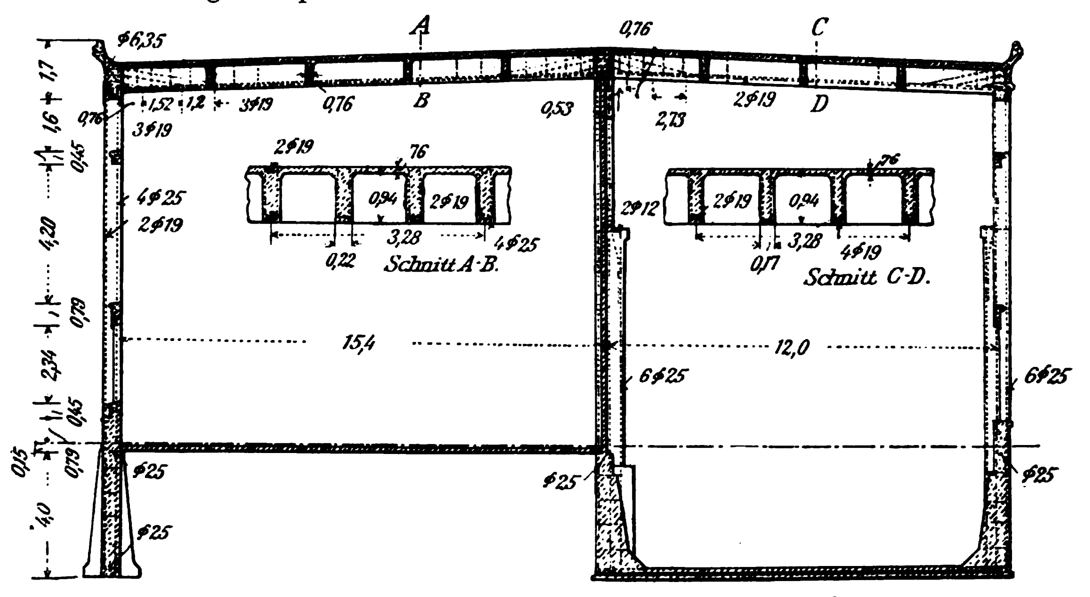


Abb. 76. Krafthaus der Schuhmaschinenfabrik in Beverly.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft IV, S. 83.

Das Dach des **Krafthauses der United Shoe Machinery Co. in Beverly** Mass.[1]) bedeckt einen Raum von 30,5 × 27,4 m und ist durch eine Säulenreihe unterstützt, auf der die 15,4 und 12,0 m weitgespannten Hauptbalken gestützt sind (Abb. 76). Diese liegen auf über die Säulen laufenden Längsträgern in Entfernungen von 1,10 m; ihre Höhe beträgt 94, die Breite der Rippen 22 cm. Die Querträger dienen zur Aussteifung, haben bei 7,6 cm Breite dieselbe Höhe wie die Hauptträger und sind 3,1 m voneinander entfernt Die Dachplatte hat eine Stärke von 7,6 cm und ist mit 6 mm starken Eisen bewehrt. Die Metallverstärkung der Hauptrippen besteht aus 4 Stäben von 25 mm und 2 Stäben von 19 mm Dicke.

Bei der Erweiterung des Amtsgebäudes für die Rocky Mountain Telephone Co. in Salt Lake City[2]) wurde das oberste (6.) Stockwerk von einem völlig wagerechten Eisenbetondach abgeschlossen. Die Länge des Raumes beträgt 51,80 m, die Breite 15,24 m; die 4,0 m voneinander entfernten Hauptträger sind 1,35 m hoch, 0,46 m breit und mit 8 Eisenstäben von 35 mm Stärke und 17,07 m Länge bewehrt. Die Querträger liegen in Abständen von 5,0 m, sind 20 cm breit, 64 cm hoch und mit 4 Eisen von 19 mm Dicke bewehrt. Die Dachplatte ist 13 cm stark.

Die Maschinenhalle der **Fairbanks-Morse Canadian Manufacturing Company**, Ltd.[3]) bildet einen dreischiffigen Bau von 81,1 m Länge und 30,5 m Breite, dessen mittlerer Teil von 2 Säulenreihen getragen wird (Abb. 77). Der untere Teil der Säulen, welche einen elektrisch betriebenen Kran unterstützen, hat den Querschnitt 61 × 91 cm und ist mit 4 Stück 25 mm-Ransome-Stäben verstärkt. Der obere Säulenteil trägt das Dach der Mittelhalle und mißt 61×46 cm im Querschnitt mit 4 Stück



Abb. 77. Innenansicht des Fabrikgebäudes.

22 mm-Eisen. Die beiden seitlichen, 7,3 m weitgespannten Dachflächen werden durch Rippen aus Eisenbeton gebildet, die in 2,4 m Abstand liegen und durch eine 7,6 cm dicke, mit 6 mm starken und 150 mm entfernten Ransome-Eisen bewehrte Platte verbunden sind. Die Rippen haben Trapezquerschnitt. Das Dach über der Mittelhalle überdeckt einen Raum von 16,15 m Lichtweite mittels einer Rippenkonstruktion von 1,10 bis 1,17 m Höhe. Die Rippenentfernung beträgt 2,4 m, die Breite 46 cm. Die Zugbewehrung besteht aus 15 Rundeisen von 22 mm Durchmesser und ist in der im Handbuch IV. 2. 1., S. 224 ersichtlichen Weise verteilt. Die Druckzone hat eine Verstärkung durch 5 Rundstäbe von 25 mm erhalten, welche mit 6 mm starken Bügeln gegen die Zugzone verankert sind; der Grund für die Bewehrung der Druckzone liegt in der durch die Bauordnung in Toronto vorgeschriebenen geringen zulässigen Beanspruchung des Betons.

[1]) Eng. News, Bd. 53, S. 540.
[2]) Eng. News, Bd. 58, S. 612.
[3]) Beton u. Eisen 1906, Heft VIII, S. 193.

Die **Automobil-Garage**[1]) in Sea Gate, Coney Island (New-York) ist ein quadratischer Bau von 31 m Seitenlänge, der mit einem flachen Zeltdach überdeckt ist (Abb. 78). Die 22 m weit gespannten 4 Diagonalträger A sind von einer achteckigen Eisenbetonsäule unterstützt und dienen als Auflager für die in der Dachneigung liegenden Dachrippen B, C, D und E, deren größte Spannweite 15,5 m beträgt. Die Dachplatte hat durchweg eine Dicke von 10 cm und eine Bewehrung erhalten, die aus 10 mm dicken Stäben in Abständen von 15 cm besteht.

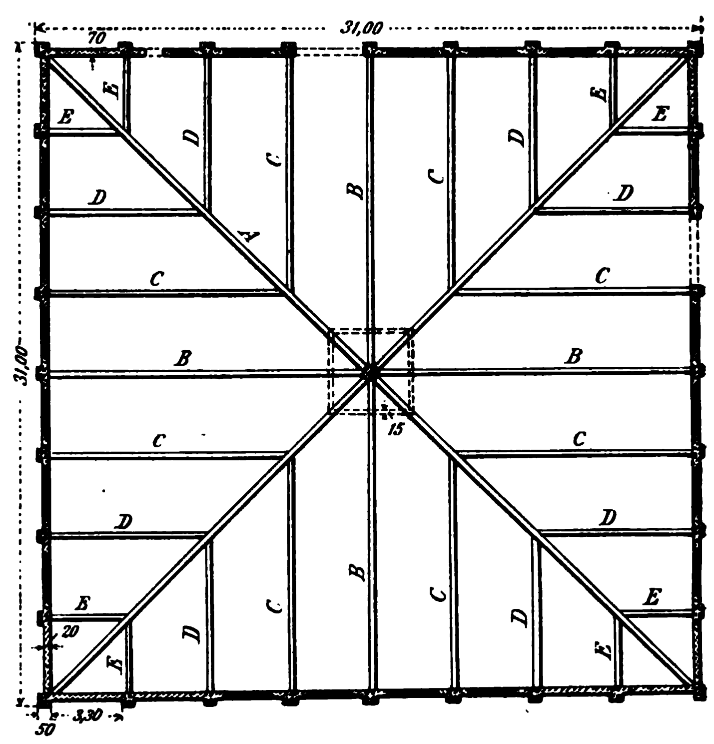


Abb. 78. Grundriß der Automobil-Garage.

Die Dachrippen haben je nach der Spannweite vorstehende Querschnitte von 15×30, 20×40, 25×60 und 25×91 cm (Abb. 80). Der Diagonalträger A (Abb. 79) besitzt

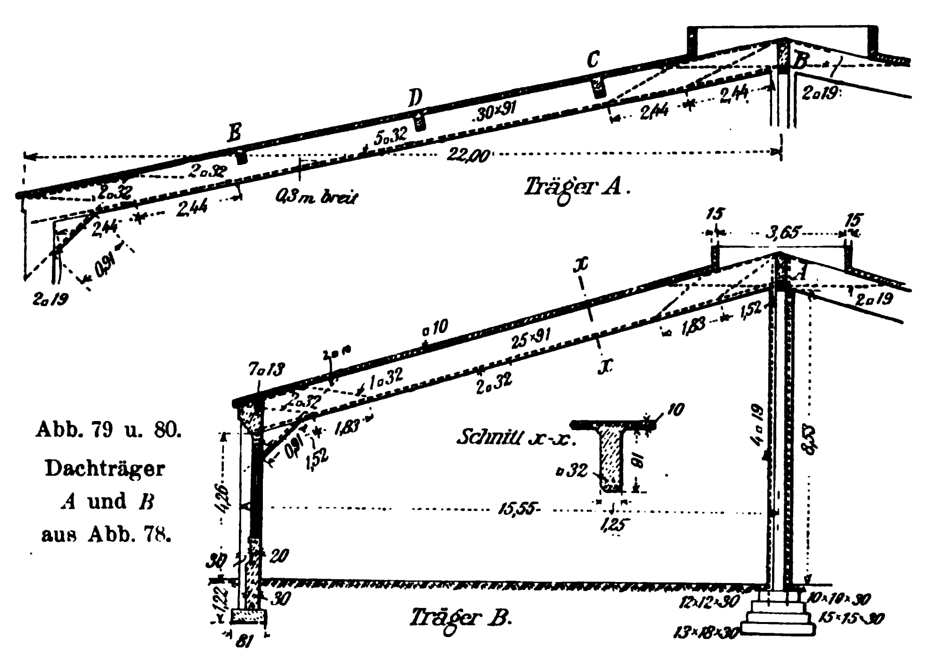


Abb. 79 u. 80. Dachträger A und B aus Abb. 78.

einen Rippenquerschnitt von 30×91 cm bei 101 cm Gesamthöhe und eine aus 9 Quadrateisen von 32 mm Stärke bestehende Eisenbewehrung, die gegen die Um-

[1]) Eng. News, Bd. 58, S. 630.

fassungspfeiler und über der Mittelstütze emporgeführt sind. Über dieser ist ein quadratisches Oberlicht von 3,6 m Weite in der Dachplattte ausgespart.

Bis zu welchen bedeutenden Spannweiten Flachdächer aus Eisenbeton zur Ausführung gelangt sind, zeigt eine Konstruktion von 31,10 m Spannweite, die ein Lagerhaus in Los Angeles, V. St. A. überdeckt (Abb. 81).[1]) Das Haus ist 45,75 m lang und 31,70 m breit. Die lichte Höhe bis zur Unterkante des Daches beträgt 6,10 m. Wegen des schlechten Baugrundes (loser Sand) stehen die Umfassungsmauern und Säulen, die das Dach tragen, auf einer 30 cm starken Eisenbetonplatte, in der durch 9,5 mm-Rundstäbe ein Eisenrost gebildet wurde. Ihre Breite beträgt unter den Pfeilern 2,15 m, unter den dazwischen gelegenen Mauerteilen 1 m. Auf dieser Platte erhebt sich die Grundmauer von 35 cm Stärke und 2,45 m Höhe. Die Pfeiler haben quadratischen Querschnitt 60×60 cm und sind durch 4 senkrechte Eisenstäbe bewehrt. Das Dach besteht aus 31,1 m langen Hauptträgern, dazwischen liegenden Nebenträgern und der darüber gespannten Dachplatte. Die Hauptträger liegen in 5,05 m Entfernung, ihre Breite ist 0,35 m, ihre Höhe am First 1,98 m, über den Mauerpfeilern 1,06 m. Als Einlagen dienen im unteren Teile 10 Stäbe von 38 mm Stärke, von denen zwei gerade verlaufen, während die übrigen acht nach aufwärts gebogen wurden. Außerdem sind Bügel aus Bandeisen von 25 mm Breite in 200 bis 600 mm Abstand eingesetzt. Im oberen Teil der Balken verlaufen je 3 38 mm starke und 20,15 m lange Stäbe. Die Nebenträger sind 15 cm breit, 28 cm hoch, ihr gegenseitiger Abstand von Mitte zu Mitte 5,20 m; sie enthalten in den Kanten je 4 22 mm-Rundeisen. Die über Haupt- und Nebenträger gespannte 100 mm starke Dachplatte enthält kreuzweise übereinandergelegte 9,5 mm-Stäbe, deren gegenseitige Entfernung 125 mm beträgt. 6 Oberlichter von 4,9 m Länge und 1,85 m Breite sorgen für die Erhellung des Raumes. An beiden Längswänden verlaufen 4,90 m breite und 36,6 m lange Galerien, die durch 38 mm starke Stäbe an den Hauptträgern aufgehängt sind. Diese Galerien bestehen aus 5 m voneinander entfernten, 20 cm breiten und 30 cm hohen Eisenbetonbalken, die eine 12,5 cm dicke Eisenbetonplatte tragen.

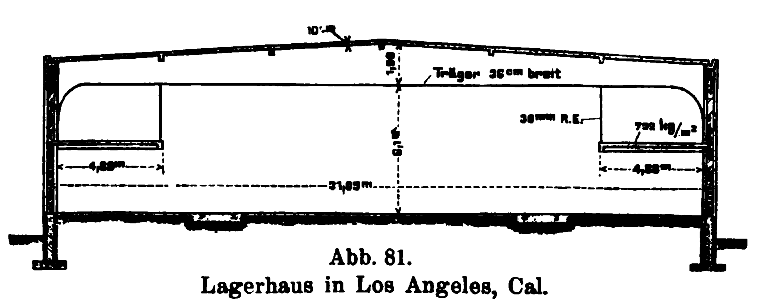


Abb. 81.
Lagerhaus in Los Angeles, Cal.

Eine der erwähnten ähnliche Flachdachkonstruktion finden wir bei einer Wagenhalle[2]) in White Plains, N. Y. (Abb. 82). Die Halle ist 36,5 m lang und 22,86 m breit, mit 6 Bindern in 6,21 m Firsthöhe überdeckt, die auf quadratischen Eisenbetonsäulen 60×60 cm aufliegen. Die Ecken sind durch große Ausrundungen versteift. Zwischen den 5,33 m entfernten Bindern liegen Träger in Abständen von 2,60 m, welche die 9 cm dicke Dachplatte tragen. Diese ist mit einer dreifachen Ruberoidabdeckung belegt. Die Eiseneinlagen der Binder bestehen aus 2 Stäben im Obergurt und 12 Stäben im Untergurt, die den Querkräften entsprechend unter 45° aufgebogen und mit quadratischen Gußeisenplatten von 20 cm Seitenlänge und 38 mm Dicke im Beton verankert sind. Die 12 mm starken Bügel

[1]) Zement u. Beton 1905, S. 365; Beton-Kalender 1909, Teil II, S. 102.
[2]) Eng. News, Bd. 58, S. 633 u. f.

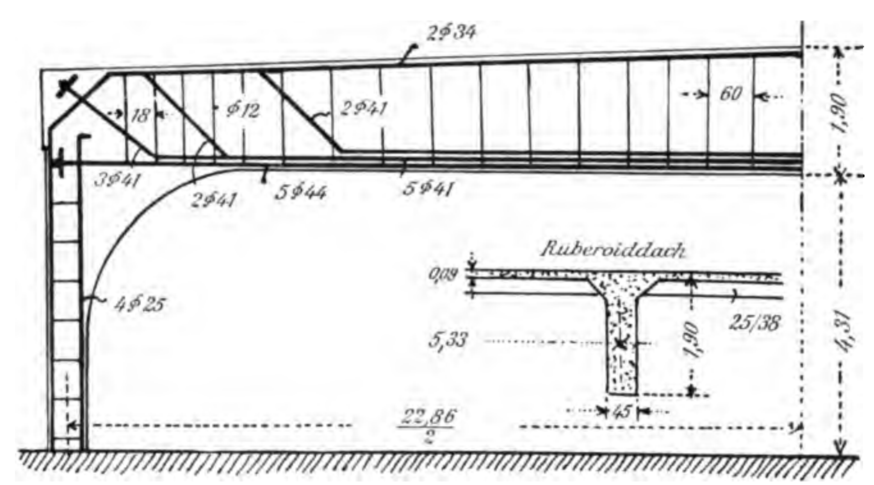


Abb. 82. Wagenhalle in White Plains.

sind 18 bis 60 cm voneinander entfernt. Als mittragende Plattenbreite ist das aus der Abschrägung zwischen Rippe und Platte sich ergebende Maß von 140 cm angenommen. Die Berechnung der Biegungsmomente und Spannungen erfolgte unter der Annahme freier Auflagerung der Hauptbinder und einer Verhältniszahl $\frac{E_e}{E_b} = n = 15$. Für die Säulen ist außer den Stützendrücken ein Biegungsmoment zugrunde gelegt, das zu $^1/_{20}$ von jenem der Binder in der Mitte, also mit $\frac{Pl}{160}$ angenommen ist, wenn P die gesamte gleichförmige Belastung und l die Spannweite darstellt.

Abb. 83. Fabrik der „Société des Huiles de Colombes“. Grundriß.

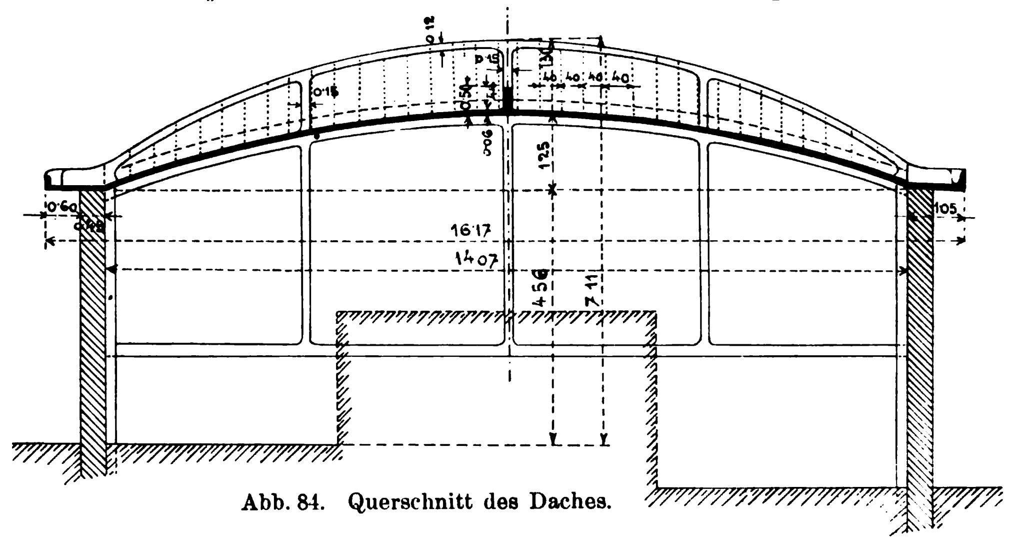


Abb. 84. Querschnitt des Daches.

Eine von der normalen Form abweichende und an die Bogendächer erinnernde Konstruktion geben die Abb. 83 bis 88 von der Fabrik der „Société des Huiles

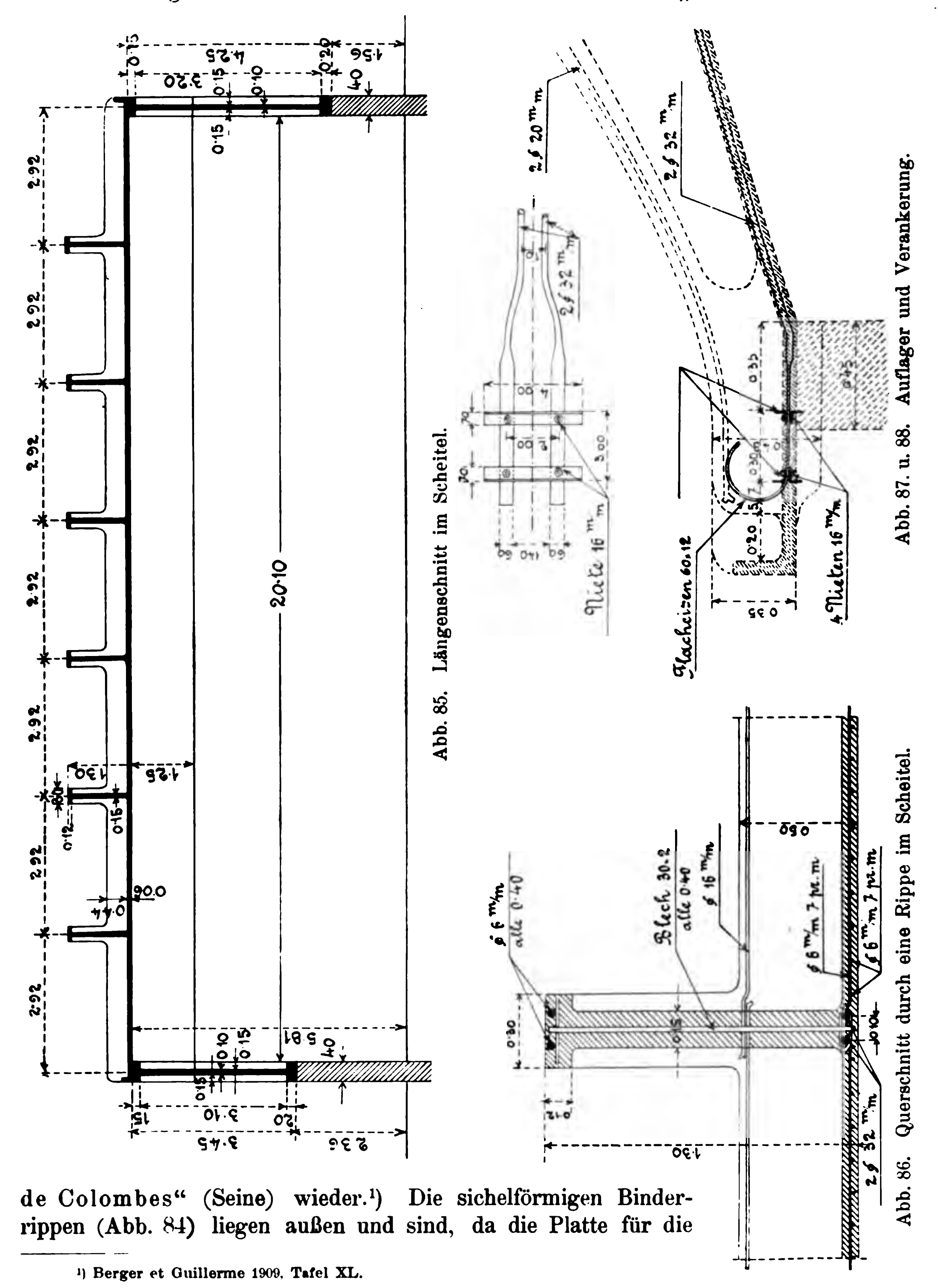


Abb. 85. Längenschnitt im Scheitel.

Abb. 86. Querschnitt durch eine Rippe im Scheitel.

Abb. 87. u. 88. Auflager und Verankerung.

de Colombes“ (Seine) wieder.[1]) Die sichelförmigen Binderrippen (Abb. 84) liegen außen und sind, da die Platte für die

[1]) Berger et Guillerme 1909. Tafel XL.

Übertragung der Druckspannungen nicht herangezogen werden kann, im oberen Teil **T**-förmig verbreitert. Die Innenansicht des Daches ist eben (Abb. 85 u. 86), dagegen

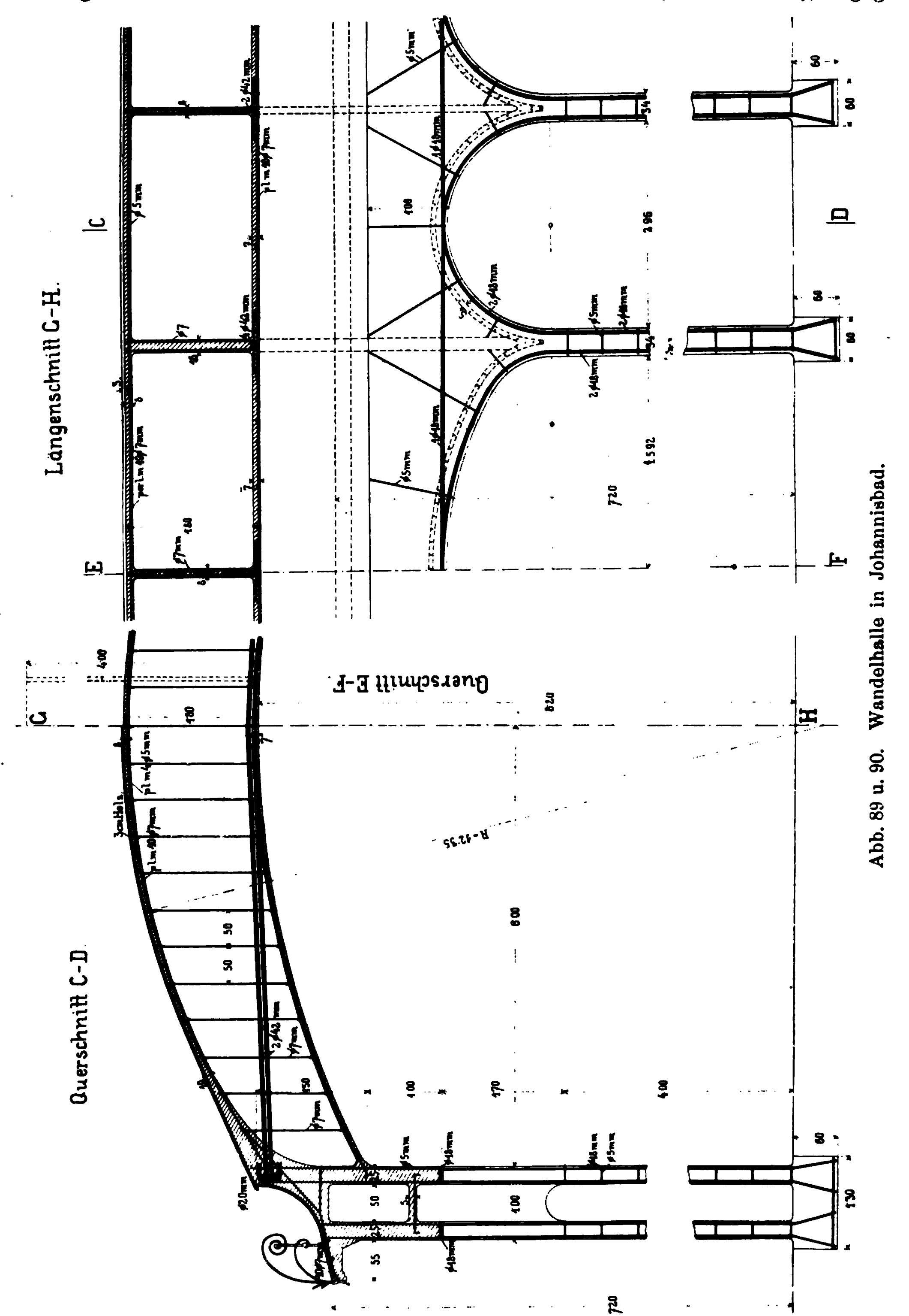


Abb. 89 u. 90. Wandelhalle in Johannisbad.

ist die Abdeckung und Dichthaltung schwierig. Die im Untergurt auftretenden Zugspannungen sind in jeder Rippe durch 2 Rundstäbe von 32 mm aufgenommen; der kleine Druckgurt ist durch die Einlage von Eisenstäben verstärkt und mit Flacheisen gegen die Zugzone verankert, denen auch die Aufnahme der allerdings unbedeutenden Schubkräfte zufällt (Abb. 86). Zur Erhöhung der seitlichen Steifigkeit liegt über dem Scheitel der Wölbdecke ein Längsbalken von 44 cm Höhe, der durch vortretende Rippen mit dem Obergurt verbunden ist; solche lotrechten Versteifungsrippen sind auch im Viertel des Sichelbalkens angebracht. Da zufolge der Parabelform nahezu konstante Spannungen in der Zugzone vorhanden sind, ist auf eine sorgfältige Verankerung der Zugeisen an den Auflagern Wert gelegt, die, wie die Abb. 87 u. 88 zeigen, durch kreisförmiges Umbiegen und durch an die flachgeschweißten Eisen angenietete Winkel erfolgt ist. Die Konstruktion hat sonach mit den Möller-Trägern eine große Ähnlichkeit.

Im wesentlichen der gleichen Konstruktion bediente sich Janesch in Wien bei der Wandelhalle in Johannisbad (Abb. 89 u. 90). Das elegante bogenförmige Dach bedeckt einen Raum von 12 m Lichtweite; die Binder liegen in Normalentfernungen von 3,21 m und bestehen aus einer nach der äußeren Dachform gekrümmten 8 bis 10 cm dicken Platte, die als Druckgurt dient, und aus den Zuggurtstäben, welche in schmale Betonrippen eingebettet sind. Die Zugstäbe sind an den Auflagern verankert und durch lotrechte Bügel mit dem Druckgurt verbunden. Diese Bügel dienen gleichzeitig zur Aufhängung einer 7 cm dicken gekrümmten Decke. Janesch[2]) betrachtet die Konstruktion als Gewölbe, dem er gegenüber dem Sichelbalken eine Reihe von Vorteilen zuspricht; tatsächlich kann aber zwischen beiden Auffassungen kein wesentlicher Unterschied bestehen. Beim Bogen wird die statische Wirkung der Rippen außer acht gelassen, beim Balken dagegen der wirkliche Querschnitt des Tragkörpers in Betracht gezogen. — Die Eindeckung des Daches erfolgte mit Zinkblech, das auf einer Holzschalung liegt, die auf den Beton mit Zwischenluftschichten aufgebracht ist. Bemerkenswert erscheint noch die Vorsichtsmaßregel beim Anschluß des angehängten Scheingewölbes an die Seitenwände. Damit ein Schub hierauf und auf die schwachen Pfeiler ausgeschlossen sei, sind auf einer Seite Bewegungsfugen ausgespart.

Bezüglich der Abmessungen und der Gesamtanordnung sei erwähnt, daß die Wandelhalle eine lichte Länge von 51,36 m und eine Breite von 14 m besitzt; der Grundriß zeigt eine äußere Reihe von Pfeilern und eine innere Reihe von Säulen, die untereinander durch Gurte verbunden sind, auf denen die Tragkonstruktion ruht. Je ein Pfeiler- und Säulenpaar erhielt ein gemeinsames Fundament und wurde bis Parapethöhe miteinander durch eine Zwischenwand verbunden. Die Säulen sind bewehrt durch 4 Rundeisen 18 mm, die in den Gurten hineingeführt sind.

3. Sattel- und Pultdächer.

Dächer größerer Neigung schließen sich in ihrer konstruktiven Anordnung den hölzernen Sattel- und Pultdächern mit Mittelsäulen an. So ist z. B. über dem Laboratoriumsgebäude für das Arzneiwesen der Marineverwaltung in New-York (Grundriß aus Abb. 91 ersichtlich) ein regelmäßiges Sattelwalmdach ausgeführt, das hinsichtlich seiner Gesamtdisposition von Interesse ist. Das Gebäude ist 48 m lang 18 m breit und besteht aus drei Stockwerken. Die Tragrippen ruhen auf den Umfassungsmauern und zwei mittleren Säulenreihen in Abständen von 4,9 m. Am Dachrücken befindet sich ein 5 m breites und 24,5 m langes Oberlicht, das durch kräftige

[2]) Beton u. Eisen 1906, Heft V, S. 116.

Längsbalken begrenzt wird. Die mit Schiefer bekleidete Dachplatte besteht aus Schlackenbeton und liegt auf 1,65 m entfernten Eisenbetonpfetten 28 × 15 cm von 4,9 m

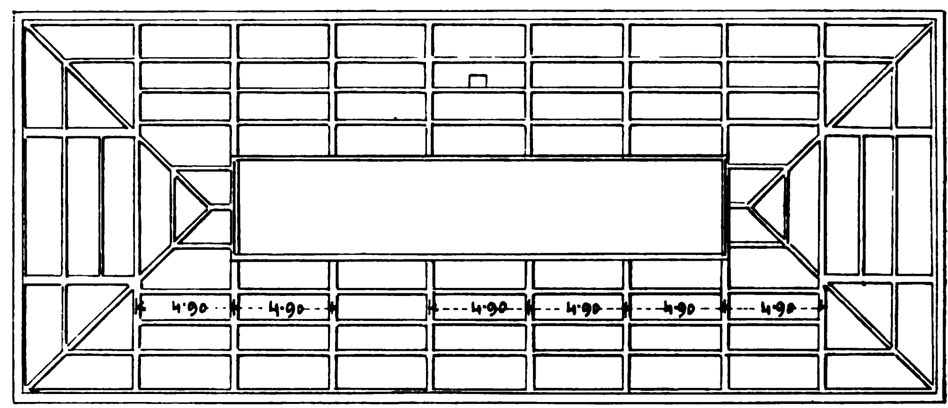


Abb. 91. Laboratoriumsgebäude in New-York. Grundriß.

Spannweite. Die 4 mittleren Tragrippen kragen 1,35 m über die Säulen hinaus und stoßen gegen die Längsbalken des Oberlichts, während die seitlichen Tragrippen durchgehen. Die Eisenbewehrung einer Tragrippe ist aus der Abb. 92 zu erkennen.[1])

Abb. 92. Querschnitt des Daches mit Ansicht der Haupttragrippen.

Ein wegen seiner Detailausbildung erwähnenswertes Satteldach über einem Gebäude von 20 m Tiefe in der Fabrik der „Compagnie Centrale des Emeris" stellen die Abb. 93 bis 96 dar.[2]) Die im First durch Mittelsäulen unterstützten Dachbalken ragen 35 cm unter der 10 cm dicken Dachplatte vor, die von 2 m entfernten Pfetten gestützt wird. Die Bewehrung der Dachbalken (Abb. 94) besteht aus Winkeln, die durch zwischengelegte, sich kreuzende Flacheisen verbunden sind. In der gleichen Art sind sowohl die Firstsäulen (Abb. 96) wie die in den Umfassungsmauern liegenden Frontsäulen und die Tragbalken der Geschoßdecke ausgeführt. Die Verbindung der Winkel erfolgt durchweg durch Vernietung. Die Dachpfetten und Deckenbalken bestehen aus ein-

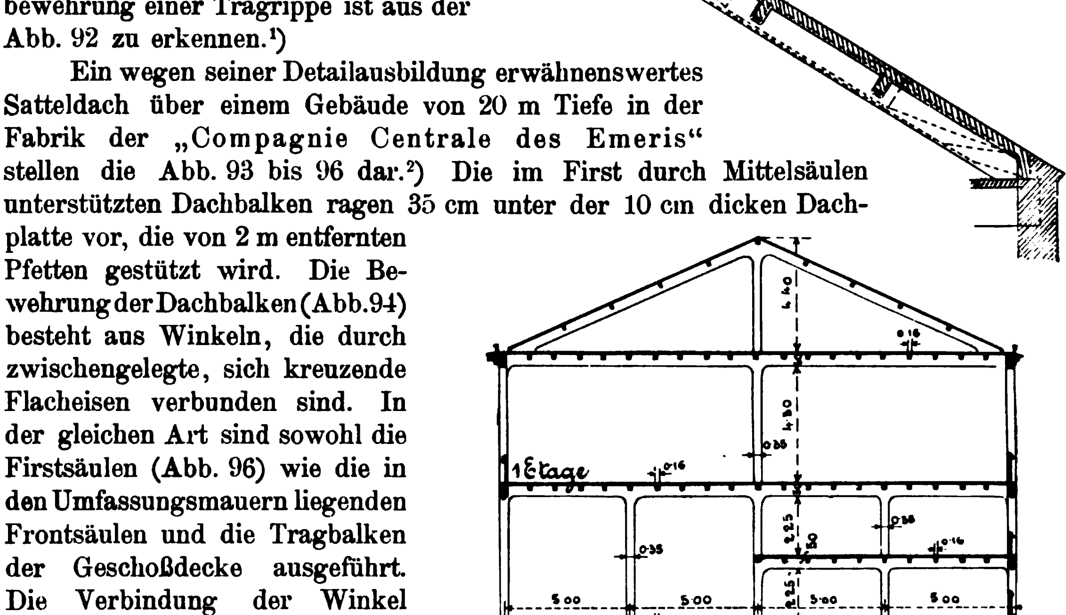


Abb. 93. Querschnitt des Gebäudes.

[1]) Zement und Beton 1905, S. 148.

[2]) Berger et Guillerme 1909 Tafel XXI.

betonierten I-Profilen; die ganze Konstruktion besteht sonach aus einem leichten steifen Eisengerippe mit schützender und für die Tragfähigkeit mitwirkender Betonumhüllung.

Zuweilen sind Satteldächer ohne Zwischenstützen mit größerer Spannweite ausgeführt worden; die untere Begrenzung der Rippenträger ist dann meist polygonal oder der angehängten Decke entsprechend gekrümmt. Ein Beispiel hierfür bietet der große Musiksaal in der Musikakademie in Ofen-Pest. Er mißt in der Länge 25,5 und in der Breite 17,0 m und ist mit einem flachen Satteldach überdeckt, das von 4 großen Eisenbetonbalken entsprechender Gestalt getragen wird (Abb. 106 u. 107 des Handbuches IV. 2. 2., S. 471). Diese liegen in Abständen von 5,35 m, zwischen welche Querrippen mit Grundrißentfernungen von 2,17 m eingeschaltet sind. Die Dachplatte hat eine Stärke von 8 cm; die Rippen stehen

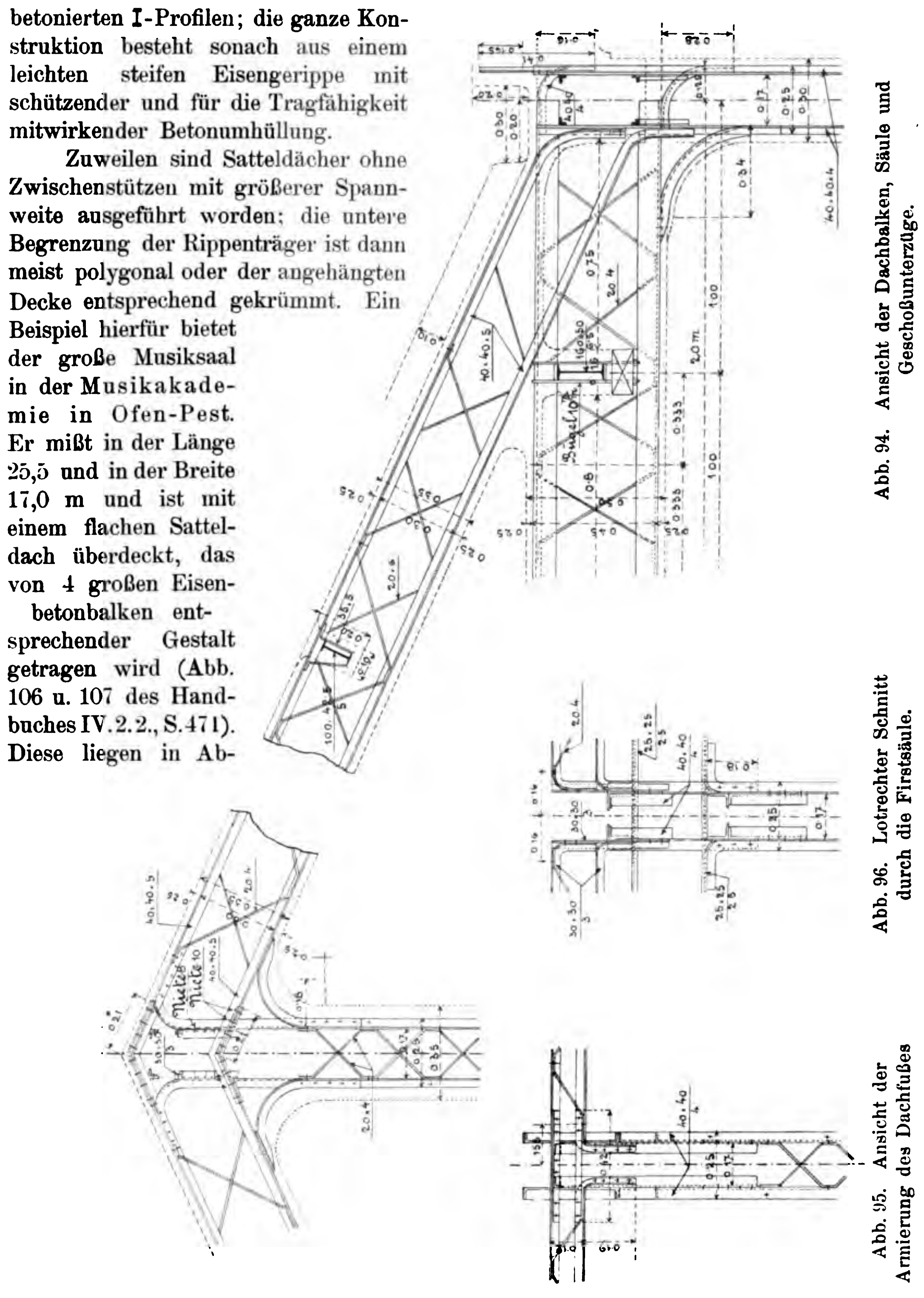


Abb. 94. Ansicht der Dachbalken, Säule und Geschoßunterzüge.

Abb. 96. Lotrechter Schnitt durch die Firstsäule.

Abb. 95. Ansicht der Armierung des Dachfußes

senkrecht zu dieser und haben 12 × 25 cm Querschnitt. Die 17,6 m weitgespannten Hauptträger sind in der Mitte 2,25 m, gegen die Auflager 0,72 m hoch und 0,30 m breit; die aus einer Rabitzkonstruktion bestehende Decke des Musiksaales ist daran angehängt. Den beiden mittleren Hauptträgern dienen 2 Eisenbetonsprengwerke als Auflager. Die Sprengwerke haben die Form gleicher Tragwerke aus Holz und bestehen aus Streben, Spannriegel, Pfosten und Zuggurt. Die Berechnung erfolgte auf die bei Holzsprengwerken übliche Art, ohne auf die aus den Formänderungen entstehenden Spannungen Rücksicht zu nehmen. Die Obergurtteile weisen Abmessungen von 35 × 60, die lotrechten Pfosten solche von 30 × 35 und der Untergurt einen Querschnitt von 32 × 35 cm auf. Die Unterzugsprengwerke ruhen auf massiven Mauern und besitzen 16 m Stützweite. Das ganze Eisenbetontragwerk ist von Prof. Dr. Zielinski entworfen.

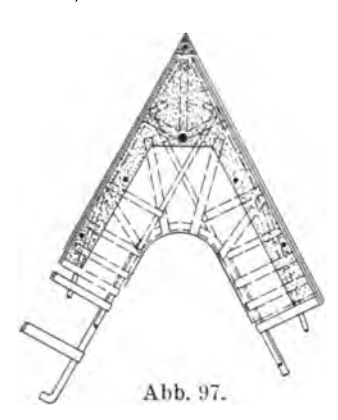


Abb. 97.

Den First eines sehr steilen Satteldaches symmetrischer Form stellt die Abb. 97 dar. Die gegeneinander sich stützenden Tragsparren sind in der gleichen Weise wie die gewöhnlichen Rippenbalken ausgebildet.

4. Steile Rippenbalkendächer und Mansarden.

Diese im Geschäftshausbau häufig vorkommende Dachform schließt sich in konstruktiver Beziehung den flachen Rippenbalkendächern an, und es gelten daher für sie die dort erwähnten Regeln über die Anordnung der Rippenentfernungen, Dachpfetten und Dachplatten. In statischer Beziehung hat man es meist mit verhältnismäßig komplizierten Gebilden zu tun, die man durch die Annahme von gewissen Vereinfachungen auf durchlaufende Balken oder Freiträger zurückführen kann.

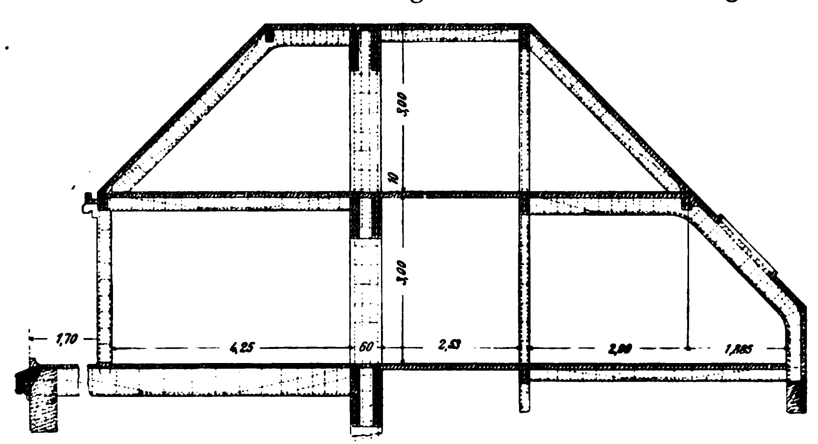


Abb. 98. Hansahaus in Düsseldorf.

Einen Querschnitt des Mansardendachstuhles des Hansahauses in Düsseldorf[1]) zeigt die Abb. 98. In der Höhe von 3 und 6 m über der Decke des obersten Geschosses sind in der Längsrichtung des Gebäudes zwei Hauptunterzüge angeordnet: an diese und die Umfassungsmauern bezw. an die auf der oberen Stockwerksdecke stehenden Säulen stützen sich die Dachbalken, die entsprechend dem Grundriß des Gebäudes ausgeteilt und nach der äußeren Dachform gebogen sind. Zwischen diesem Traggeripppe ist die Dachhaut eingespannt. Der Dachraum hat durch eine wagerechte Decke eine Unterteilung erhalten.

[1]) Zement und Beton 1903, S. 179.

Eine dem Holzbau völlig nachgeahmte Anordnung findet sich bei dem Dach des Geschäftshauses Georg Hübner in Hamburg (Abb. 99 bis 102). Das 34 m lange und 14 m breite Gebäude hat ein in zahlreichen Graten und Kehlen verschnittenes, unter 45° geneigtes Eisenbetondach erhalten, das auf einem Gerippe von Säulen und Trägern (Bauart Leschinsky) aufruht. Der Dachraum ist durch 2 wagerechte Decken (Abb. 99) in 3 Geschosse ge-

Abb. 99. Längsschnitt des Daches.

Abb. 100 bis 102. Einzelheiten der Dachkonstruktion.

teilt. Der Anschluß einer solchen Decke einschließlich Träger und Säule an die Dachbalken und die mit Ziegeln abgedeckte Dachplatte ist in den Abb. 100 bis 102 dargestellt.

Beim Neubau eines Geschäftshauses für die Firma B. G. Teubner, Leipzig, der von der Eisenbetonfirma Max Pommer hergestellt wurde, sind alle tragenden Innen- und Außenkonstruktionen in Eisenbeton ausgeführt. Das Bauwerk besteht aus einem 37 m langen, 17 m tiefen, 24,6 m hohen Hintergebäude mit 7 Geschossen, einem Mittelgebäude (29 m lang, 17 m tief, 15,5 m hoch mit 4 Geschossen) und einem Vordergebäude, das etwa 47 m lang, 16 m bezw. 17 m tief und 26 m hoch ist, mit 7 Geschossen. Der Grundriß des ganzen Gebäudes bildet ein I.

Die Dachkonstruktion des Hintergebäudes beherbergt 2 Geschosse und zeigt im Querschnitt Trapezform. 3,30 m über dem Fußboden des 6. Geschosses liegen die 0,46 m hohen Träger der Decke desselben Stockwerks, die durch 5 R.-E. 37 mm bewehrt sind, wovon über der 40 × 40 cm starken achtseitigen Mittelstütze (8 R.-E. 12 mm Bewehrung) 3 R.-E. 37 mm nach der Druckzone abgebogen sind, während zwei in der unteren Zone durchgehen. Zwischen diesen Trägern ziehen sich Rippen in 1,428 m Abstand (21 cm × 20 cm mit 6 R.-E. 15 mm bewehrt) Darüber lagert die 9 cm starke Platte, auf die sich die 3 m hohen quadratischen Mittelstützen des oberen Dachgeschosses (25 × 25 cm; Bewehrung 4 R.-E. 12 mm) abstützen.

Abb. 103 u. 104.
Querschnitte durch das Vorderhaus der Firma B. G. Teubner in Leipzig und Ansicht der Träger.

Über diese Stützen gehen wieder Träger 26 cm hoch, bewehrt durch 25 mm-R.-E., 5 an Zahl, die entsprechend der Zug- und Druckzone verteilt sind. Den Abschluß bildet die 9 cm starke Dachplatte. Den seitlichen Abschluß des Daches bilden ebenfalls Träger mit Rippen und einer darüber gespannten Platte (Handbuch IV, 2. 1., S. 285).

Das Dach des Vordergebäudes ist ein Dreiecksbinder ähnlicher Ausführung wie der des Hintergebäudes von 7,94 m Höhe; das 6. und 7. Stockwerk wird durch eine Decke geteilt, die wieder aus 46 cm hohen Trägern mit 5 R.-E. 38 mm Bewehrung gebildet ist. Diese ruhen auf den 40 × 40 cm-Stützen mit 8 R.-E. 12 mm Bewehrung. Zwischen den Trägern ruhen Rippen (22 cm hoch in 1,47 m Abstand) und darüber die 8 cm starke Platte. Die Seitenträger des Dachbinders sind 46 cm bezw. 27 cm hoch. Im letzten Stockwerk stützen 25 × 25 cm-Säulen mit 4 R.-E. 12 mm Bewehrung die Firstpunkte ab[1]) (Abb. 103 u. 104).

5. Shedkonstruktionen.

Als eine besondere Form der flachen und steilen Rippenbalkendächer schließen sich den beschriebenen Tragwerken die Shedbauten an. Hinsichtlich der Ausbildung der tragenden Teile und ihrer statischen Wirkung würden sie fast ausnahmslos dort einzuordnen sein; wegen ihres charakteristischen Aufbaues sollen jedoch die Sheddächer einer besonderen Besprechung unterzogen werden, soweit diese nicht bereits an anderer Stelle erfolgt ist.

Sheddächer kommen in industriellen Betrieben zur Anwendung, in denen Stockwerkbauten zu vermeiden und große ebenerdige Säle notwendig sind. Infolge der bedeutenden wagerechten Ausdehnung ist dann die Seitenbeleuchtung unzulänglich; es wird die Zufuhr des Lichtes von oben erforderlich, und hieraus ergeben sich mehrere Konstruktionstypen, deren wichtigste die Laternensheds und die Sägesheds sind.

5a. Laternensheds.

Dem Laternenshed aus Eisenbeton sind alle Vorzüge des sog. Sequin-Brunner-Sheds zu eigen, der als der beste Typus auf dem Gebiete gilt. Als wichtigste Vorteile sind zu erwähnen: Die Unabhängigkeit der Gebäudelage von der Himmelsrichtung, da die Belichtungsflächen oben in sattelförmigen Aufbauten — Oberlichtern — liegen, welche die beste Lichtwirkung gewährleisten; ferner leichte und zweckentsprechende Abwässerung. Die Säulen liegen meist in Abständen von 5 bis 7 m und tragen in der Längsrichtung des Gebäudes Unterzüge, auf denen in Abständen von 1,5 bis 3 m die Dachbalken lagern. Die darüber gespannte flache Dachplatte ist an den Oberlichtern ausgespart, so daß an diesen Stellen die im Querschnitt rechteckigen Dachbalken wie Holzträger frei durchgehen. Die Abdeckung erfolgt in der Regel mit Holzzement und Kieslage. Wenn es der Benutzungszweck des über-

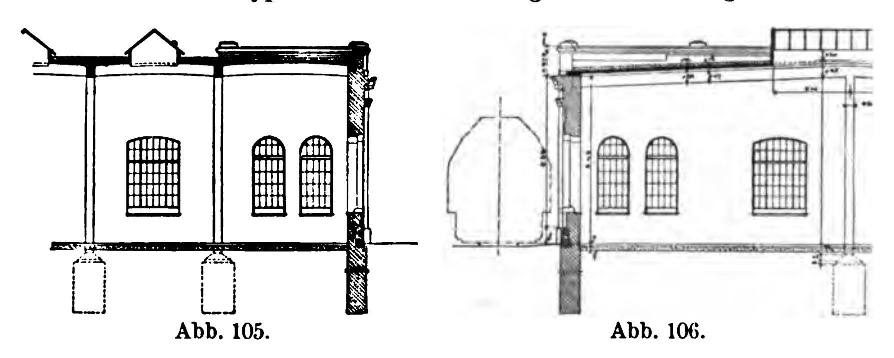


Abb. 105. Abb. 106.

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft IV, S. 83.



Abb. 107. Innenansicht der Wagenhalle.

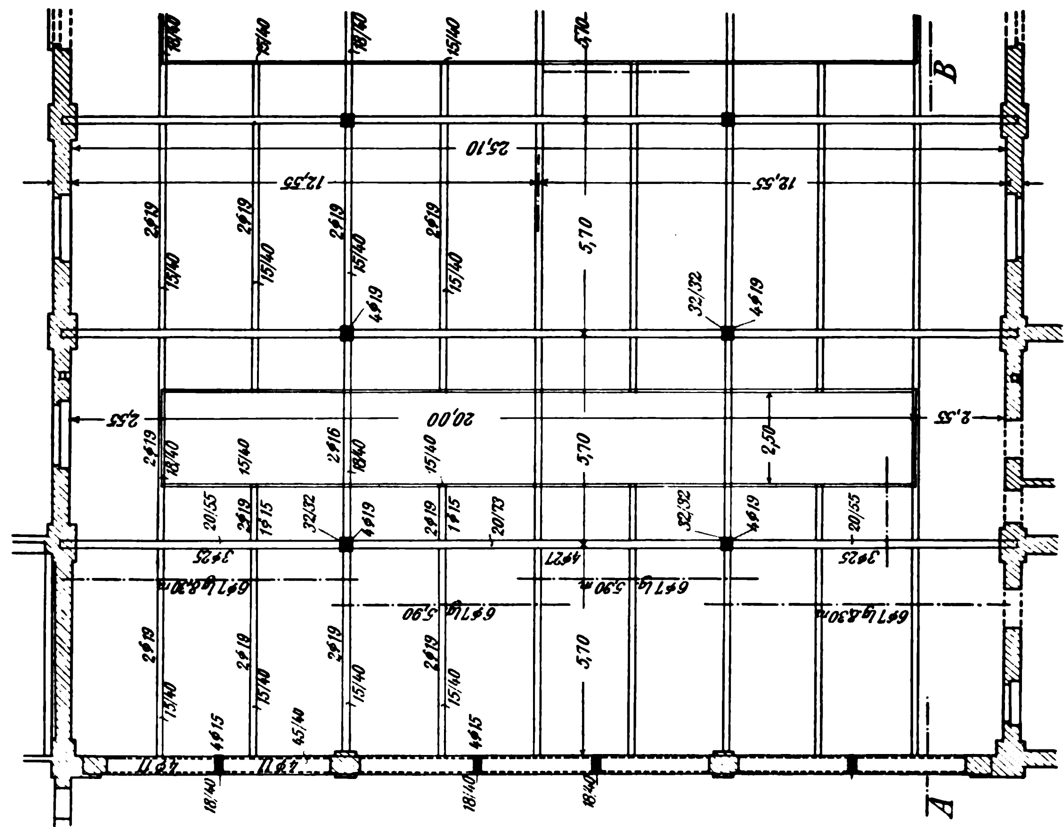


Abb. 108. Grundriß der Wagenhalle in Wien-Breitensee.

dachten Raumes erfordert, wird an das Eisenbetongebälk eine leichte Decke angehängt und in deren Ebene ein Zierlicht eingebaut. Ein solche Ausführung zeigen die Abb. 105 u. 106, die einen von Ed. Ast u. Co. verwendeten Typus des Laternendachs darstellen.[1])

Zur Erschließung des Shedbaues für den Eisenbeton war ein eingehendes Studium der Anforderungen notwendig, welche die einzelnen Industrien und Betriebe an ihre Arbeitsstätten stellen. Hieraus sind eine Reihe bemerkenswerter neuer Bauwerke entstanden, von denen einige als Beispiele dargestellt werden sollen.

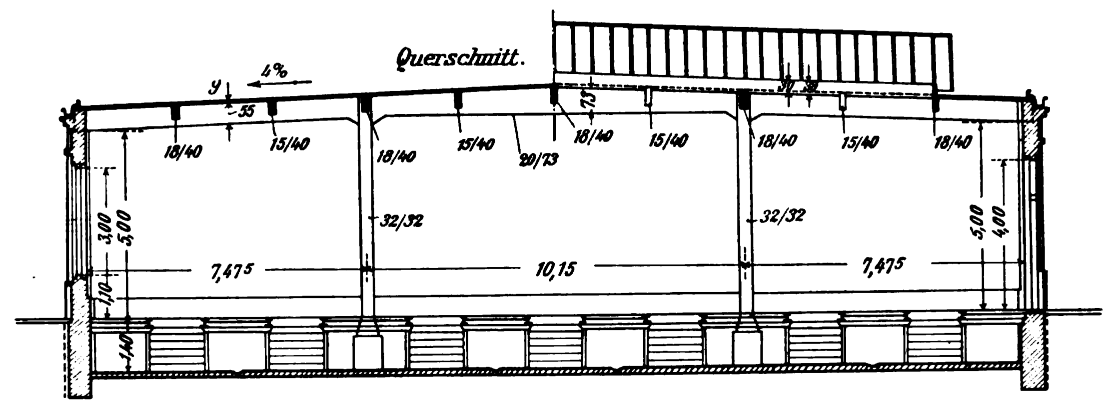


Abb. 109. Querschnitt (zu Abb. 108).

Die Wagenhalle der städtischen Straßenbahnen in Wien-Breitensee, Hütteldorfer Straße, ist ein 25,1 m breiter Bau, dessen Laternenshed-Dachfläche von Säulenreihen unterstützt wird, die in der Querrichtung 7,475 m von den Frontmauern

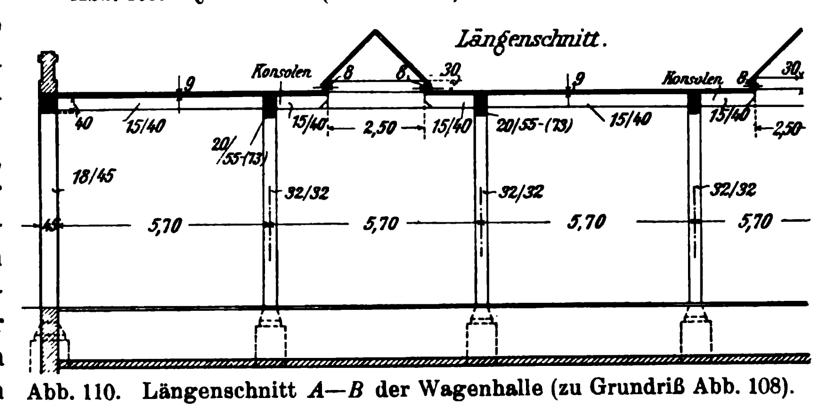


Abb. 110. Längenschnitt $A-B$ der Wagenhalle (zu Grundriß Abb. 108).

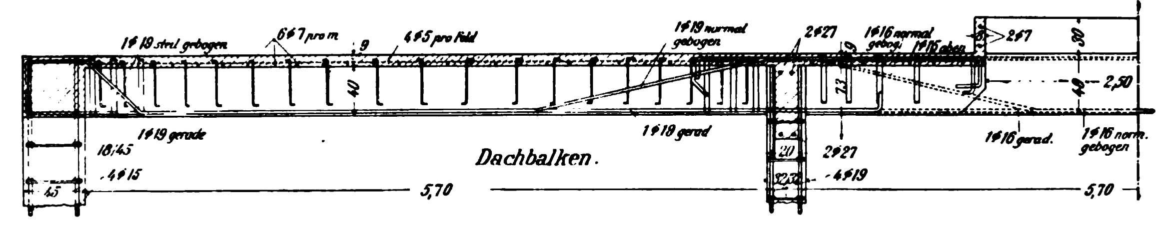


Abb. 111. Dachlängenschnitt mit Ansicht der Dachrippen (zu Abb. 110).

und 10,15 m voneinander entfernt sind, während die Längsabstände 5,70 m betragen (Abb. 107 bis 112). Der von Ed. Ast u. Co. ausgeführte 74 m lange Bau beherbergt 7 Gleise, die auf Betonpfeilern gebettet sind. Die über Schienenoberkante 5 m hohen Säulen von 32 · 32 cm Querschnitt tragen 12 quer gelagerte Unterzüge von 7,475 + 10,15 + 7,475 m Stützweite, 64 bis 73 cm Höhe und 20 cm Breite; sie haben in den Außenfeldern, der

[1]) Beton u. Eisen 1904, Heft III, S. 132. Siehe dort auch die Abb. 1, 3 bis 8.

Dachfläche entsprechend, 4 vH. Neigung. Die Längsträger als Dachbalken liegen in Abständen von 2,49 bis 2,54 m und sind abwechselnd als durchlaufende Balken und als auf zwei Stützen ruhende Kragbalken konstruiert. Die Länge der Konsolen ist durch die in jedem zweiten Querfeld angeordnete

Abb. 112. Dachquerschnitt mit Ansicht der Unterzüge (zu Abb. 109).

Abb. 113. Grundriß der Daimler-Motorenfabrik in Wiener Neustadt.

Oberlichtkonstruktion (s. Grundriß, Abb. 108) gegeben. Die Belichtungsflächen sind 2,50 m breit und erstrecken sich in der Querrichtung des Gebäudes bis auf 2,50 m von den Frontmauern. Die Quer- und Längsschnitte sind aus den Abb. 109 u. 110, die Konstruktion der Unterzüge und Dachbalken mit Laternenanschluß aus den Abb. 111 u. 112 zu ersehen.

In der Daimler-Motorenfabrik in Wiener Neustadt sind die großen Arbeitssäle durch Flachdächer mit Laternensheds überdeckt. Der Montierungsraum bedeckt

eine Grundfläche von 23,4 · 34,4 m im Lichten (Grundriß Abb. 113); die auf 30 cm im Quadrat starken Säulen ruhenden Unterzüge haben 8,60 m Stützweite, 77 cm Höhe und 22 cm Breite und tragen 52 cm hohe, 7,8 m weit gespannte Dachbalken (Abb. 114 u. 115).

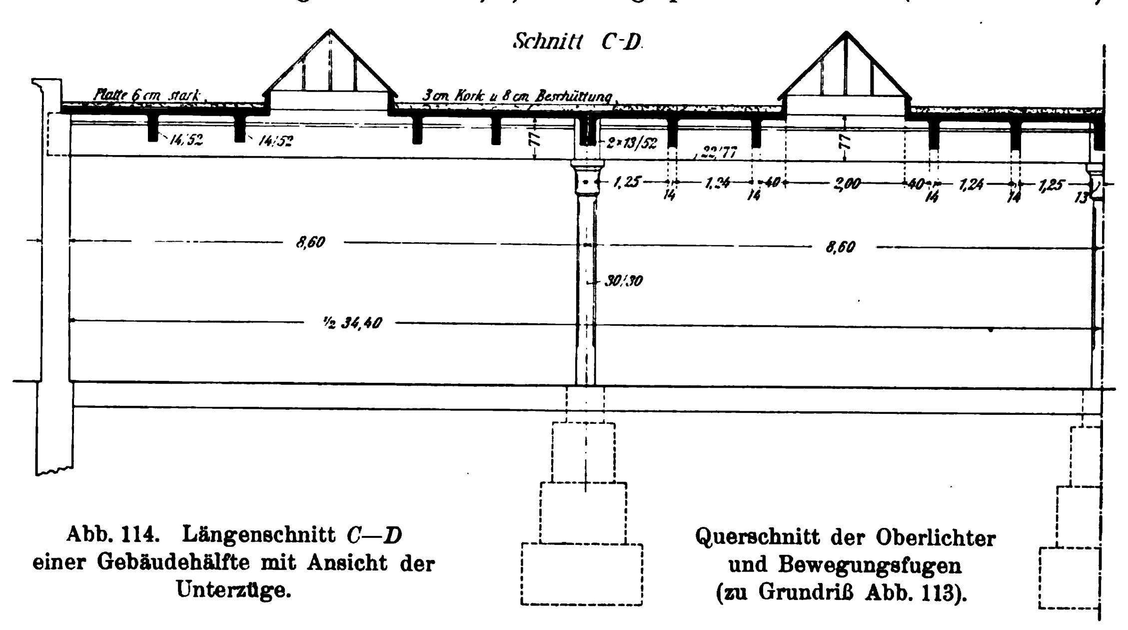


Abb. 114. Längenschnitt *C—D* einer Gebäudehälfte mit Ansicht der Unterzüge.

Querschnitt der Oberlichter und Bewegungsfugen (zu Grundriß Abb. 113).

Über den Säulen sind Doppelbalken mit Trennungsfugen angeordnet. Auf der 6 cm starken Dachplatte ist eine Korkschicht von 3 cm Dicke und hierauf eine 8 cm hohe Kiesbeschüttung aufgebracht. Die 4 Oberlichtöffnungen sind 17,4 m lang und 2 m breit und durch die üblichen Sattelflächen aus Glas, die auf Betonkränzen ruhen, geschlossen. — Im großen Maschinensaal von 49·48,8 m im Grundriß stehen die Säulen in Abständen von 7 bezw. 8,13 m. Durch je 4 Bewegungsfugen in beiden Richtungen, die durch Doppelunterzüge und Doppeldachbalken über den Säulen erzeugt sind, ist die ganze Dachfläche in 25 Teile zerlegt. Die Säulenhöhe beträgt 4,20 cm, die Abmessungen der Säulen betragen 30 · 30 cm, der Unterzüge 78 · 22, der normalen Dachbalken 55 · 17, der Doppeldachbalken 55 · 14 cm, der Dachplatte bei 2,58 m Balkenentfernung 9 cm. Die Erhellung erfolgt durch 14 Oberlichter von 2 m

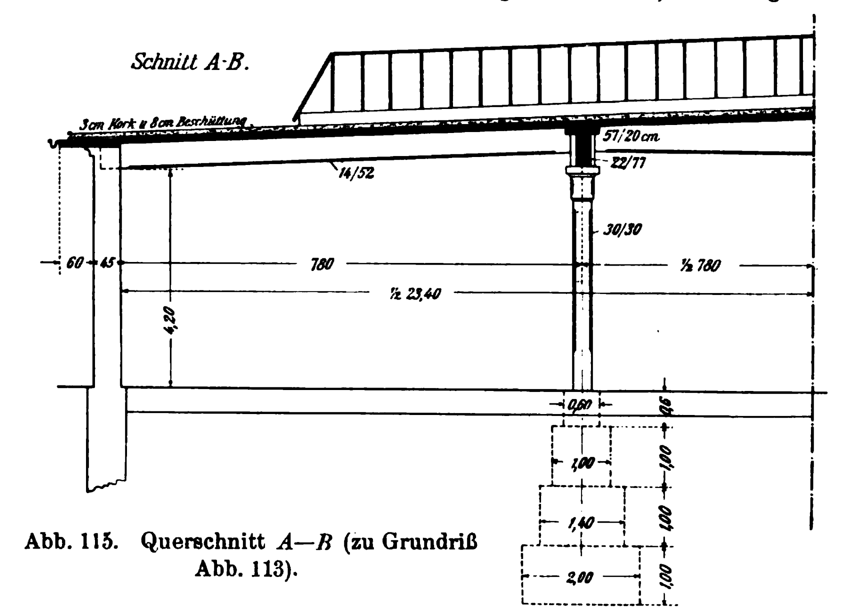


Abb. 115. Querschnitt *A—B* (zu Grundriß Abb. 113).

Breite und 18 m Länge; sie sind über den Mitten der 8,13 m weiten Säulenfelder angeordnet. (Ausführung A. K. Schuster u. Co. in Wien.)

Der in Eisenbeton ausgeführte Shedbau der Fabrik **Herzfeld** u. **Fischel** in **Hradsky** (Abb. 116 bis 120) ruht auf vier Längs- und fünf Querreihen von 25 cm starken

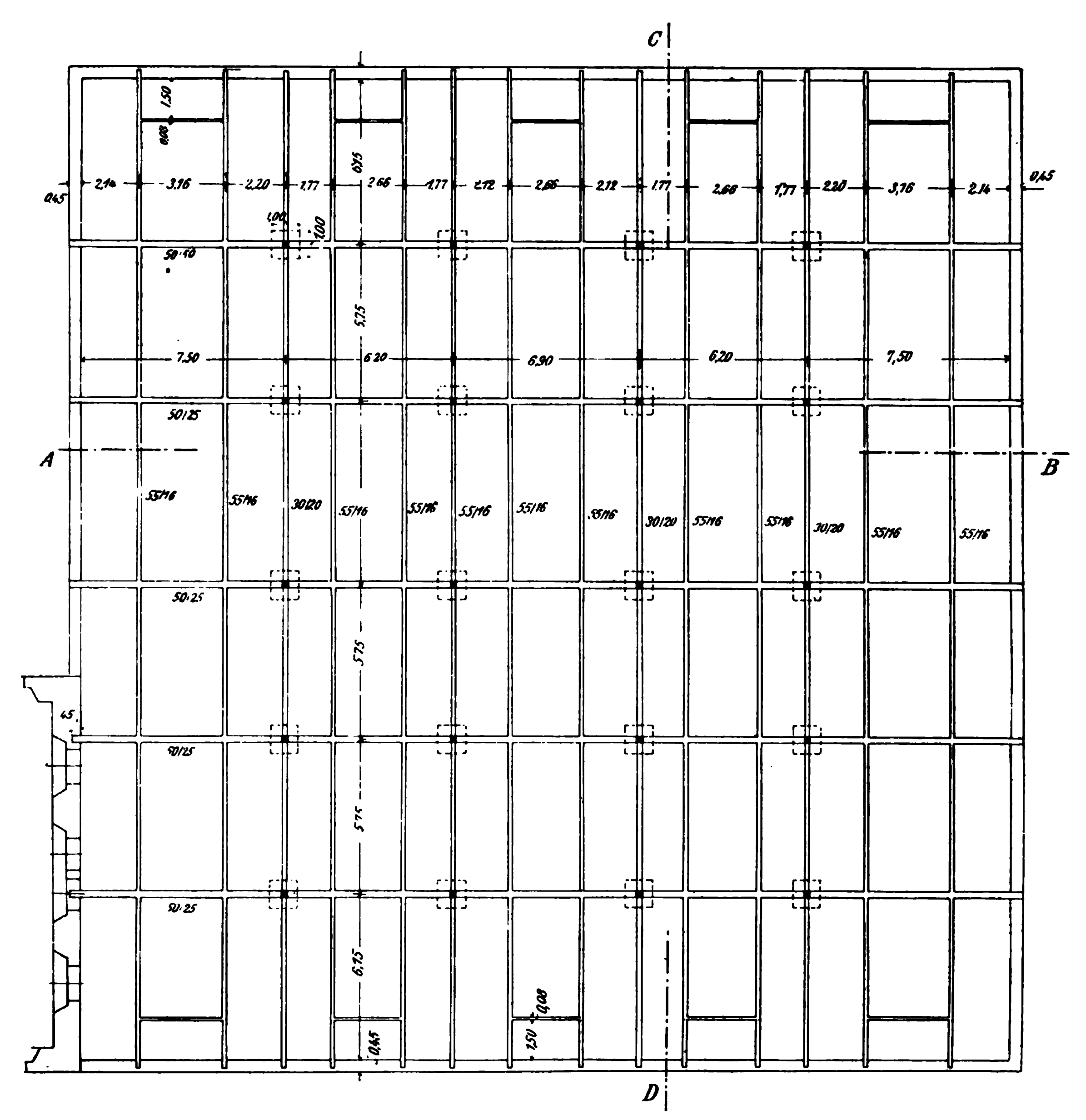


Abb. 116. Grundriß der Fabrik Herzfeld u. Fischel in Hradsky.

und 4,05 bis 4,55 m hohen Säulen. Die durchlaufenden querliegenden Unterzüge erhielten Spannweiten von 7,50 + 6,20 + 6,90 + 6,20 + 7,50 m mit 50 × 25 cm Querschnitt. Die über den Säulen angeordneten Deckenbalken sowie die für die Oberlichter dienenden Tragbalken (Querschnitt in Abb. 119) haben Stützweiten von 6,15 + 5,75 + 6,85 + 5,75 + 5,75 + 6,15 m. Die fünf Oberlichter sind 2,50 und 3 m breit und nehmen fast die

ganze Gebäudelänge ein. In der Abb. 119 ist die Einzelausbildung der Dach- und Oberlichttragbalken mit der anschließenden Laterne im Querschnitt ersichtlich, während die Abb. 120 den Längsschnitt durch das Oberlicht zur Darstellung bringt. (Ausführung: Aktiengesellschaft Diss u. Co.)

Eine ähnliche Konstruktion ist von derselben Firma für die Fabrik Hermann Hirsch in Holitz

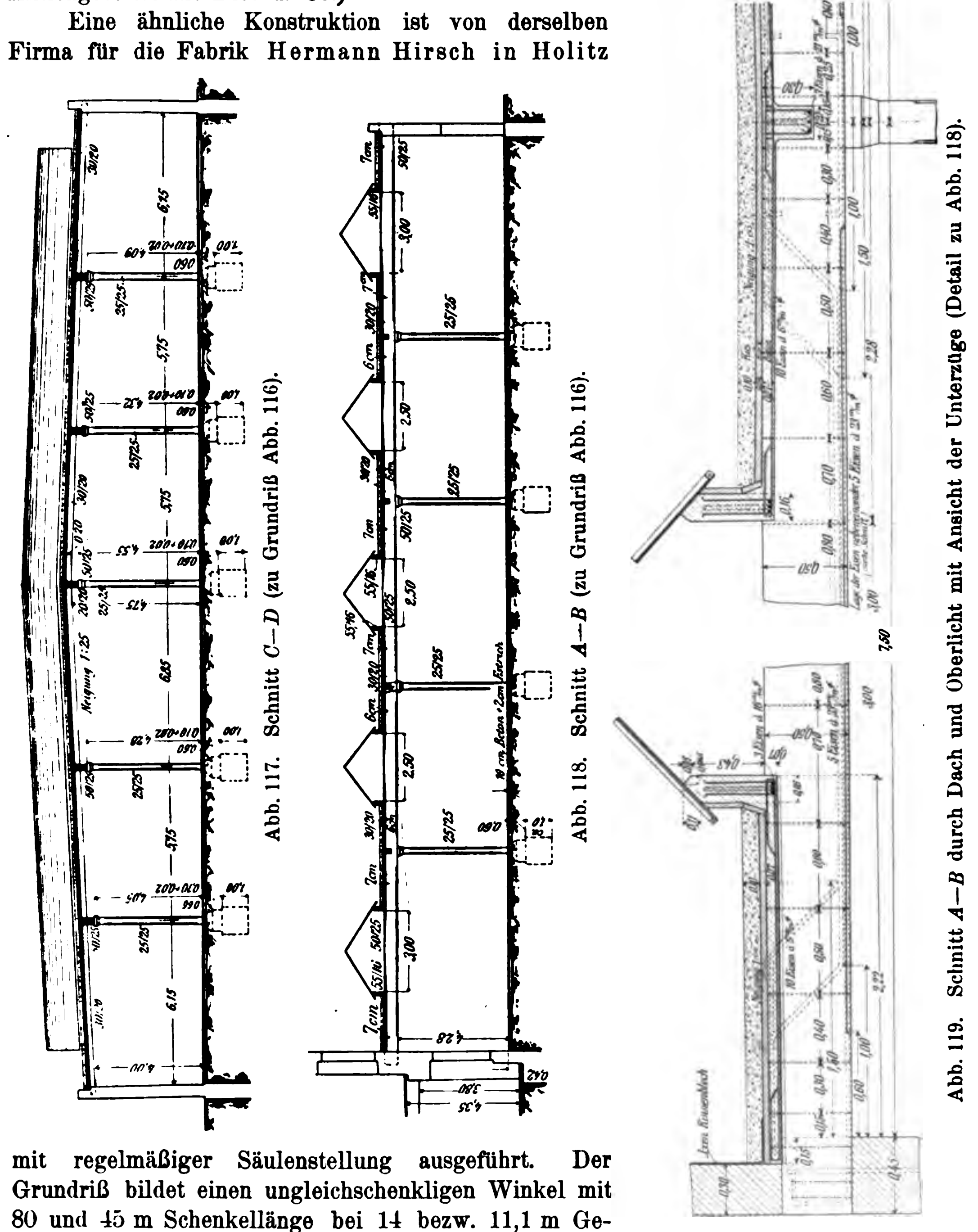


Abb. 117. Schnitt C—D (zu Grundriß Abb. 116).

Abb. 118. Schnitt A—B (zu Grundriß Abb. 116).

Abb. 119. Schnitt A—B durch Dach und Oberlicht mit Ansicht der Unterzüge (Detail zu Abb. 118).

mit regelmäßiger Säulenstellung ausgeführt. Der Grundriß bildet einen ungleichschenkligen Winkel mit 80 und 45 m Schenkellänge bei 14 bezw. 11,1 m Gebäudetiefe. Der längere Gebäudeflügel ist durch ein Sheddach überdacht, das auf einer mittleren Säulenreihe aufruht und zwei langgestreckte Oberlichter von 3,5 m Breite enthält (Abb. 121); der kürzere Flügel ist durch quer gestellte, zu den langen

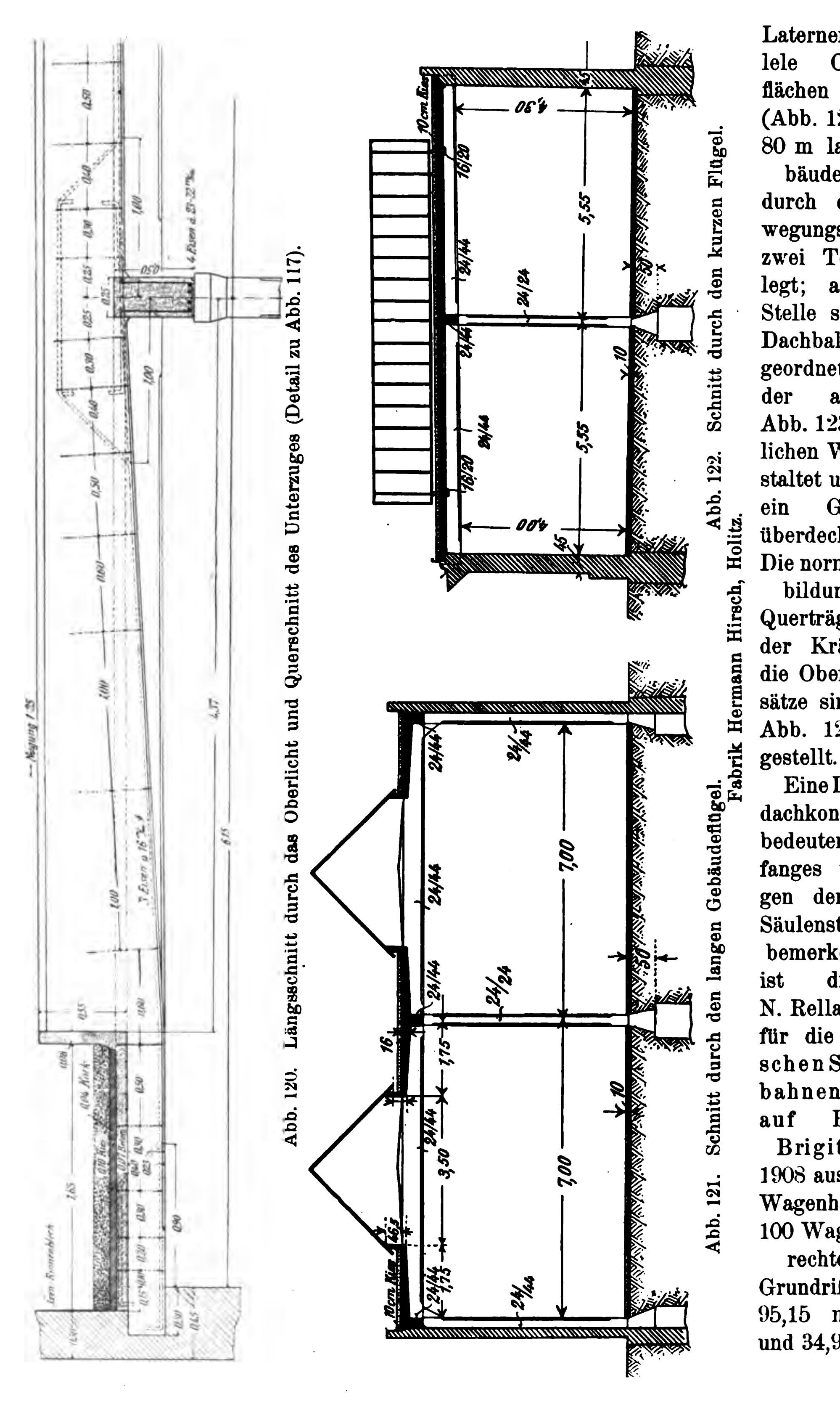


Abb. 120. Längsschnitt durch das Oberlicht und Querschnitt des Unterzuges (Detail zu Abb. 117).

Abb. 121. Schnitt durch den langen Gebäudeflügel.

Abb. 122. Schnitt durch den kurzen Flügel.

Fabrik Hermann Hirsch, Holitz.

Laternen parallele Oberlichtflächen erhellt (Abb. 122). Der 80 m lange Gebäudeteil ist durch eine Bewegungsfuge in zwei Teile zerlegt; an dieser Stelle sind zwei Dachbalken angeordnet, die in der aus der Abb. 123 ersichtlichen Weise gestaltet und durch ein Gleitblech überdeckt sind. Die normale Ausbildung der Querträger und der Kränze für die Oberlichtaufsätze sind in der Abb. 124 dargestellt.

Eine Laternendachkonstruktion bedeutenden Umfanges und wegen der weiten Säulenstellungen bemerkenswert, ist die von N. Rella u. Neffe für die Städtischen Straßenbahnen in Wien auf Bahnhof Brigittenau 1908 ausgeführte Wagenhalle für 100 Wagen. Der rechteckige Grundriß ist 95,15 m lang und 34,9 m breit.

Die Überdachung ruht auf zwei Säulenreihen, die durch kontinuierliche Träger von 10,77 + 13,35 + 10,77 m Stützweite verbunden sind; auf ihnen liegen die 6,27 m weit gespannten Dachbalken in Abständen von 1,79 bis 1,90 m. Nur im Endfeld an der einen Gebäudeseite hat eine andere Trägerteilung Platz gefunden (Abb. 125). Die über den 13,35 m weiten Mittelfeldern liegenden Oberlichter sind 3 m breit und mit 25 × 50 cm bemessenen Trägern umsäumt. Der Querschnitt der Halle ist aus der Abb. 127 ersichtlich. — Wie im Längsschnitt (Abb. 126) dargestellt, wurden die Längsträger als Kragträger auf zwei Stützen ausgebildet, an ihrem Zusammenstoß sind Bewegungsfugen vorhanden, die das ganze Dach in sieben Querstreifen teilen. Die Lage der Bewegungsfugen ist aus dem Grundriß Abb. 124 zu erkennen. Die Dachplatte ist mit 3 vH. Gefälle in 6 cm Stärke ausgeführt und mit Holzzement und Kiesschicht abgedeckt.

Abb. 123. Doppeldachbalken mit Bewegungsfuge (zu Abb. 121).

Die eine Grundfläche von 78 × 76 m einnehmende Färbereianlage von Feigl u. Widrich in Kratzau ist durch fünf Zwischenmauern von 45 cm Stärke in sechs Hallen von 12 m Breite zerlegt, die zum Teil durch Bogendächer, zum Teil durch Flachdächer überdeckt sind. Die Beleuchtung erfolgt durch je zehn quer gelagerte Oberlichter von 3 m Breite und 7 m Länge. Nach den den Querschnitt und Längsschnitt eines Oberlichtes des Flachdaches wiedergebenden Abb. 128 u. 129 ruhen auf den 40 bis 65 cm hohen, 12 m weit gespannten Unterzügen zwei Querträger von 15 cm Breite auf, welche 32 cm unter der Dachhaut vorragen und die 30 cm hohen und 10 cm dicken Umfassungen für das sattelförmige Glasdach tragen. An diesen bewehrten Betonkränzen sind mittels eingebetteter Eisen Winkel angenietet, welche das aus 50 cm entfernten ⊥-Eisen bestehende Eisenskelett für die äußere und innere Glasbedachung aufnehmen. Die letztere liegt 30 cm von der ersteren entfernt und wirkt als Zierlicht. Die Firstdichtung erfolgt durch Bleikappen

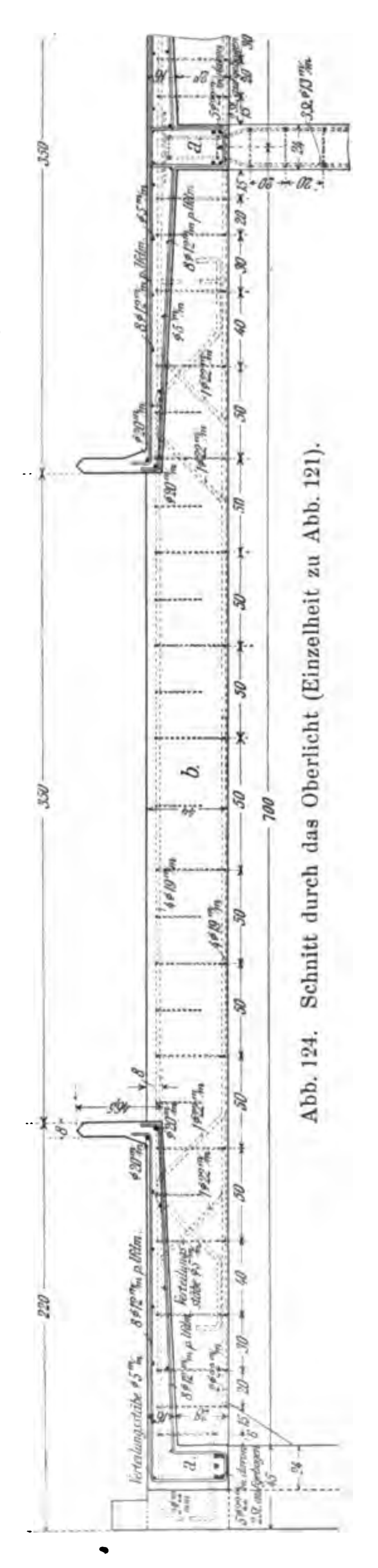


Abb. 124. Schnitt durch das Oberlicht (Einzelheit zu Abb. 121).

auf Holzleisten. Zur Vermeidung des Abtropfens sind Schweißrinnen am ganzen Umfang der Oberlichtöffnung angebracht. (Ausführung Ed. Ast u. Co.)

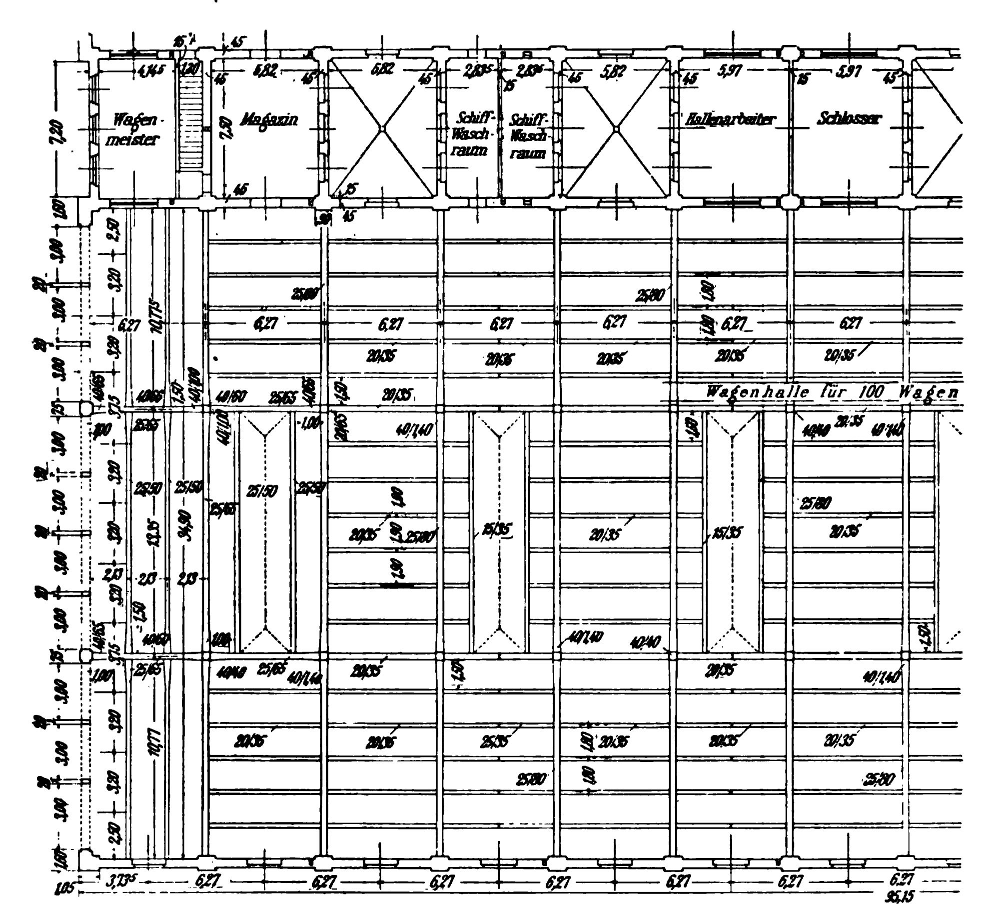


Abb. 125. Grundriß der Wagenhalle auf Bahnhof Brigittenau, Wien.

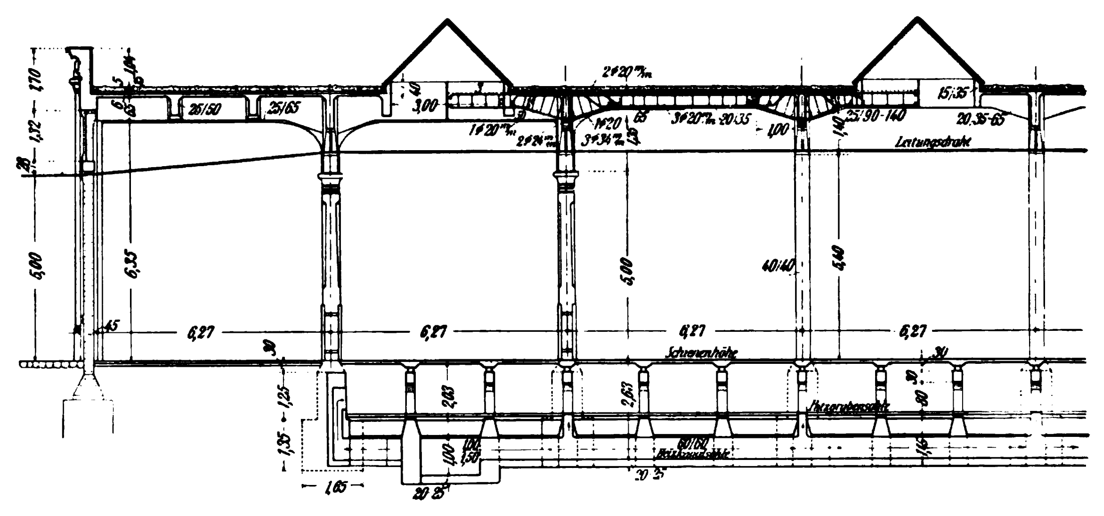


Abb. 126. Längenschnitt der Wagenhalle (zu Abb. 125).

Eine ähnliche, von Adolf Baron Pittel ausgeführte Laternenshedkonstruktion zeigt die Abb. 130 von der Ersten österreichischen Glanzstoffabrik in St. Pölten. Die Gesamtanlage bedeckt eine Fläche von 10 931 m² und enthält Arbeitssäle von 6 m Höhe, durch Säulenreihen von 11,4 m Breite geteilt. Die

Abb. 127. Querschnitt (zu Abb. 125).

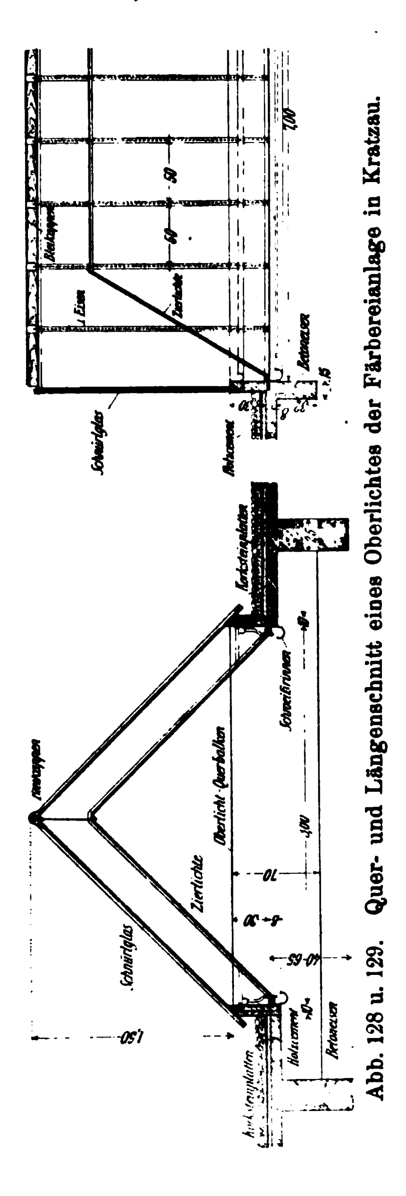


Abb. 128 u. 129. Quer- und Längenschnitt eines Oberlichtes der Färbereianlage in Kratzau.

Säulenabstände betragen 6,2 m. Die Hauptträger verlaufen senkrecht zu den Oberlichtern und wurden über den Säulenköpfen als doppelt bewehrte Balken berechnet. Die Dachfläche zwischen den Oberlichtern erhielt eine Neigung von 5 vH. und ist mit einer Kiesschüttung auf Holzzement abgedeckt. Die Beleuchtung erfolgt

durch 3 m breite und die ganze Länge der Säle einnehmende Sattelglasflächen, deren Einzelausbildung aus der Abb. 131 ersichtlich ist.



Abb. 130. Dach der Glanzstoffabrik in St. Pölten.

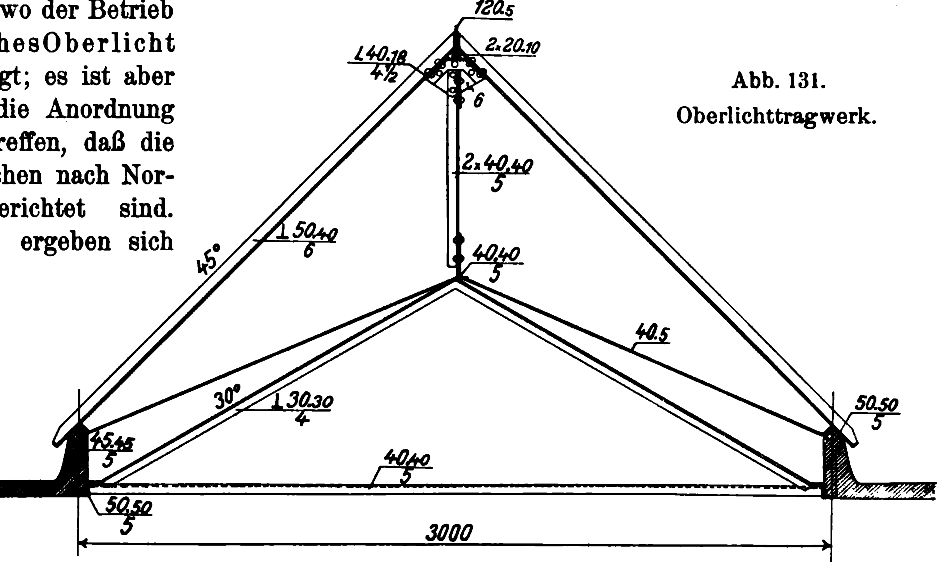


Abb. 131. Oberlichttragwerk.

5 b. Sägesheds.

Die Sägesheddächer sind eine im Fabrikbau häufig wiederkehrende Bedachungsform, die in neuerer Zeit in zahlreichen Fällen in Eisenbeton ausgeführt worden sind. Sie sind insbesondere dort geeignet, wo der Betrieb seitliches Oberlicht bevorzugt; es ist aber nötig, die Anordnung so zu treffen, daß die Glasflächen nach Norden gerichtet sind. Hieraus ergeben sich gewisse Beschränkungen in der Verfügung über die Grundfläche und dies ist wohl mit einer jener Gründe, weshalb die Laternensheds die Sägedächer vielfach verdrängt haben. Hinzu tritt noch der Umstand, daß die konstruktive Ausbildung schwieriger, die Ausführung umständlicher und die Entwässerung in nicht so einfacher und daher tadelloser Herstellung möglich ist; auch hinsichtlich der Abdeckung und insbesondere der Isolierung gegen Wärme ergeben sich Nachteile, die beim Eisenbeton von Bedeutung sein können.

Die häufigste Ausführung ist die, daß die Glasflächen in einer steilen Ebene zwischen einem First- und Fußbalken liegen. Die Tragbinder sind dann als am First geknickte Träger aufzufassen, die auf den Säulen aufruhen, und sonach entweder ebenso wie durchlaufende Balken oder im Zusammenhang mit den Säulen als steife Rahmen mit

Fußgelenken zu betrachten (Abb. 132). Die letztere Auffassung wird den tatsächlichen Verhältnissen besser entsprechen, da Säule und Träger fest verbunden sind. Mit Rücksicht auf die vielfache statische Unbestimmtheit mehrerer sich aneinander reihender Rahmen und mit Rücksicht auf andere vereinfachende Annahmen, zu denen der Entwerfende bei solchen Konstruktionen stets gezwungen ist, sofern die Rechnung mit ihrem Zweck noch im Einklang stehen soll, wird es indessen fast immer genügen, die Untersuchung unter der Voraussetzung kontinuierlicher Balken durchzuführen. Danach behandelt man in der Praxis die in der Abb. 132 dargestellten Sägedachbinder in der Regel als gerade durchlaufende Balken in derselben Weise wie andere Decken- oder Dachträger; es ist daher ihre Einreihung an dieser Stelle gerechtfertigt.

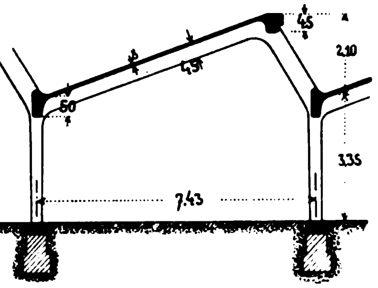


Abb. 132. Typischer Querschnitt eines Sägesheds.


Abb. 133. Sägeshed der Fabrik Vanin.

Als Beispiel einer solchen Ausführung sei die **Fabrik Vanin in Mailand** erwähnt. Der rechteckige Bau ist durch je 3 Säulenreihen in der Quer- und Längsrichtung in Felder von $8{,}3 \times 7{,}3$ m geteilt. Die Säulen tragen gerade Unterzüge von 7,3 m Stützweite mit 25/60 cm Querschnitt; in Abständen von $\frac{7{,}3}{2} = 3{,}65$ m (Abb. 133) liegen darauf die Sheddachbinder mit 8,3 m Spannweite, zwischen denen eine Eisenbetonplatte und eine steile Glasfläche eingelegt sind. Die Konstruktonseinzelheiten der Binder, Dachplatte und des Anschlusses der Glasflächen an den Eisenbetonbalken, sowie des Säulenquerschnitts sind aus den Abb. 134 bis 137 zu entnehmen.

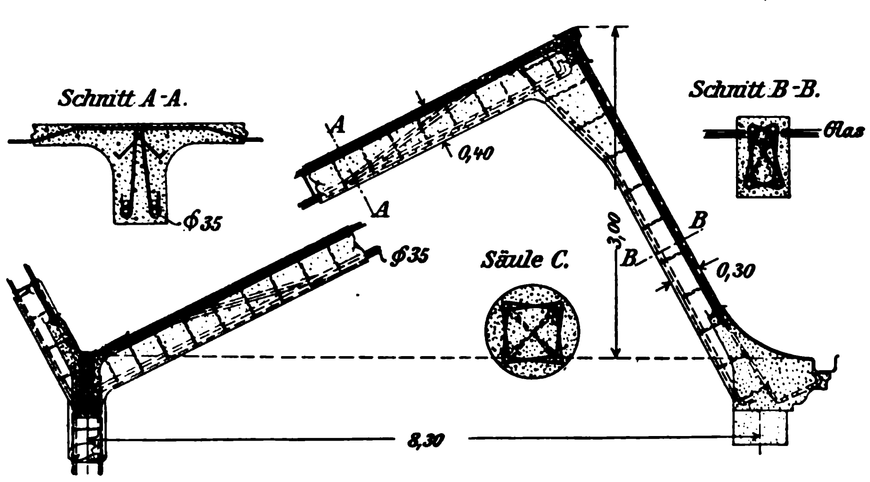


Abb. 134 bis 137. Baueinzelheiten zu Abb. 133.

In manchen Fällen werden gerade Balken rechteckigen Querschnitts durchgeführt,

auf denen eine besondere Konstruktion für die schiefen Dach- und Glasflächen aufgebaut ist. Das in den Abb 138 u. 139 dargestellte Sägedach der Weberei G. Münch u. Cie.[1])

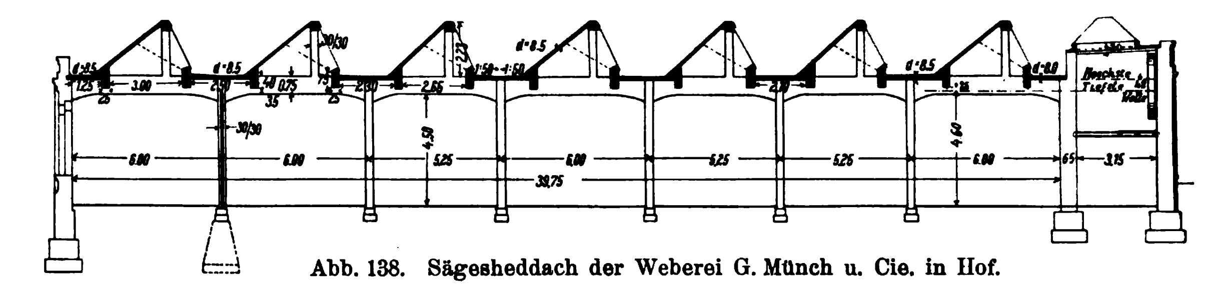


Abb. 138. Sägesheddach der Weberei G. Münch u. Cie. in Hof.

in Hof (Bayern) benutzt 2,23 m hohe, auf den durchlaufenden Balken stehende Säulen die besondere Firstbalken tragen. Bei dieser Anordnung, die sich durch leichte Ausführung und größere statische Klarheit auszeichnet, sind 2,30 m breite wagerechte Dachstreifen zwischen den Sägezähnen vorhanden. Die Dachisolierung erfolgte bei dem genannten Bau durch 4 cm starke Korkplatten, die auf den horizontalen Flächen unmittelbar und auf den schrägen Shedflächen zwischen in Abständen von 50 cm einbetonierten und 6 bis 8 cm vorstehenden Flacheisen verlegt und mit Teer vergossen sind. Über den isolierenden Korkplatten ist Holzzement mit Kiesschicht von 9 cm Dicke

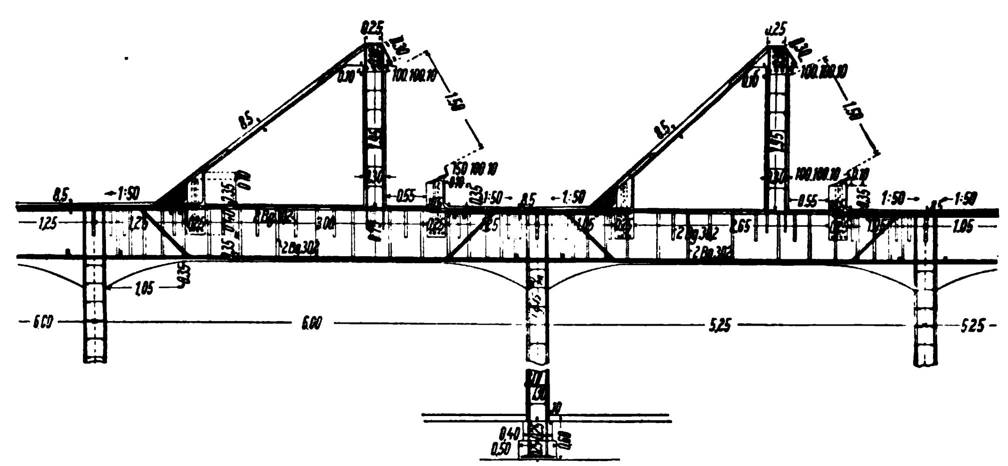


Abb. 139. Einzelheiten zu Abb. 138.

bezw. Doppelpappklebedach aufgetragen. Die Abschlüsse der Eindeckung werden an den Firstbalken durch Zinkeinfassungen, an den Fußbalken durch Zinkeinfassungen auf Schlackenbetonzwickeln gebildet.

Beim Sheddach der Emmerson Factory in Rockford, Ill.[2]), gehen wagerechte Balken über den Säulen durch, die jedoch allein zur Verbindung und für die Transmissionen dienen, da die lotrechten Säulchen, auf die sich die Shedflächen stützen, über den Tragstützen der Dachkonstruktion stehen (Abb. 140). Die Dachhaut besteht, wie bereits an anderer Stelle beschrieben und aus den Abb. 141 u. 142 ersichtlich, aus leichten Hohlsteinen mit zwischenliegender bewehrter Mörtelschicht nach dem Kahn-System. Häufig sind kleinere Zähne im Sägeshed erwünscht, als einer ein-

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft VIII, S. 190 u. f.
[2]) Beton u. Eisen 1907 Heft III, S. 65 u. f.

teiligen Anordnung entspräche. Es entsteht dann eine Dachform nach Abb. 143, welche auf jedes Säulenfeld 2 schräge Glasflächen enthält (Entwurf Dr. Bauer).

Werden die massiven Zug- und Verbindungsbalken

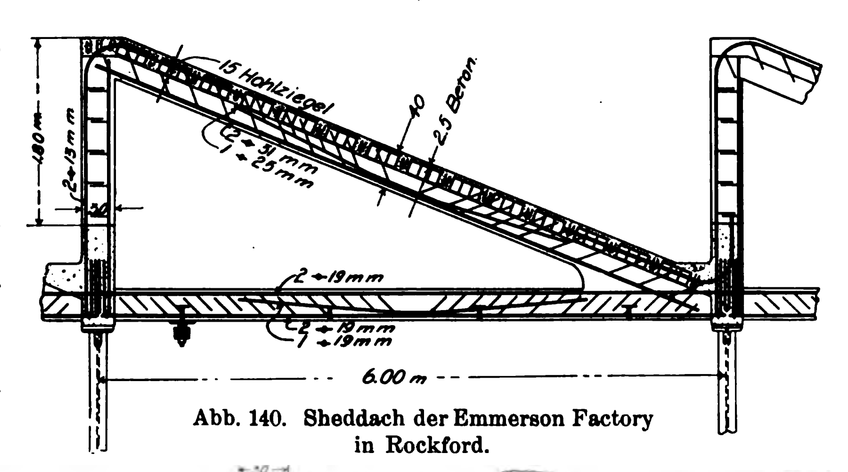


Abb. 140. Sheddach der Emmerson Factory in Rockford.

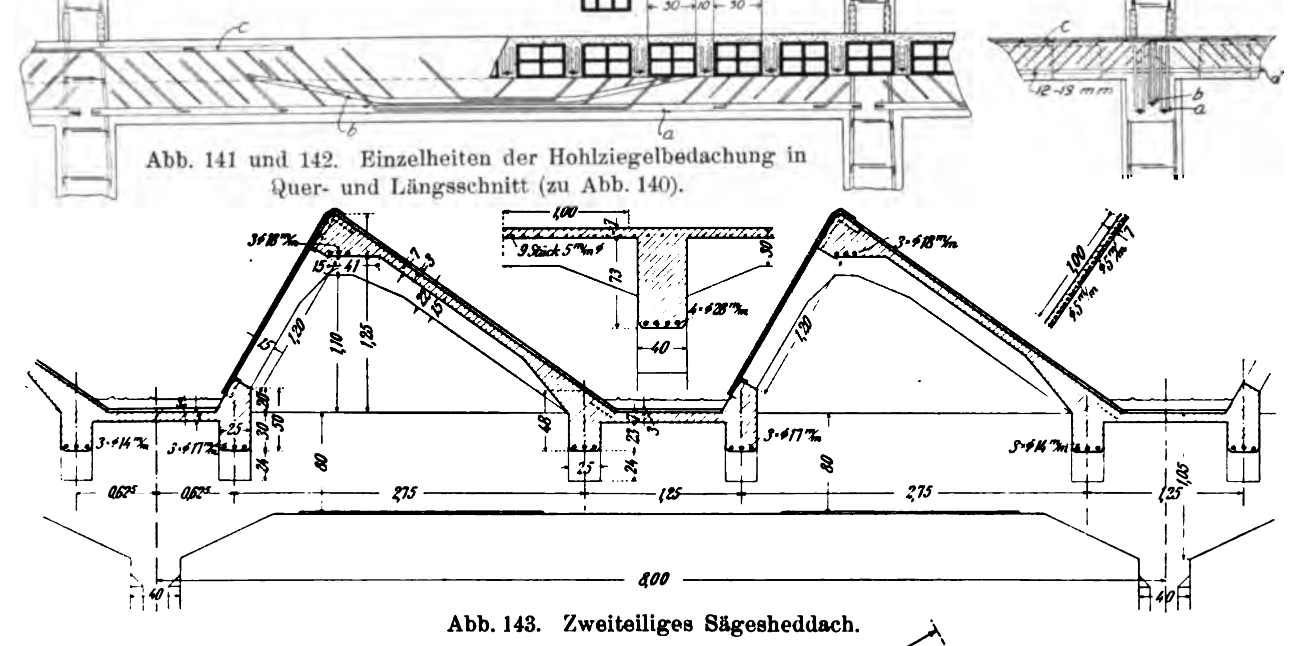


Abb. 141 und 142. Einzelheiten der Hohlziegelbedachung in Quer- und Längsschnitt (zu Abb. 140).

Abb. 143. Zweiteiliges Sägesheddach.

weggelassen und durch einfache freiliegende Eisenanker ersetzt, so entsteht eine sehr leicht aussehende Konstruktion, wofür der Fabrikbau der Firma Hellenthal

Abb. 144. Sheddach mit Zugankern der Firma Hellenthal u. Co. in Aachen.

u. Co. in Aachen (Ausführung Karl Brandt in Düsseldorf) ein Beispiel gibt. Die Binder (Abb. 144) haben normale Spannweiten von 9,50 m und ruhen auf 4,80 m in der Querrichtung entfernten Säulenreihen auf; die 7,90 m langen schrägen Eisenbetondachflächen sind durch Dachträger unterteilt und 8 cm dick. Zur Verbindung der Säulenköpfe in wagerechter Richtung dienen Eisenstangen mit Spannschlössern. Die Ansicht des Inneren zeigt die Abb. 48 des Handbuches für Eisenbetonbau IV, 2. Teil, 1. Lief., S. 212.

β) Arkaden- und Pfostenträger.

1. Konstruktion und Beispiele.

Bei größeren Spannweiten als etwa 16 m werden die gewöhnlichen Rippenplattentragwerke verhältnismäßig schwer. Das Material kann nur teilweise ausgenutzt werden, da die in der Nähe der Nullinie liegenden Teile kleine Normalbeanspruchungen erleiden. Durch rechteckige oder polygonale Aussparung der hohen Stege erhält man die sogenannten Arkadenträger. Ihr Materialaufwand ist geringer, und die hierdurch sowie durch das verminderte Eigengewicht erzielten Vorteile sind bedeutend. Da aber die Ausführung bei weitem umständlicher als bei vollwandigen Trägern ist, so geht ein Teil des Erfolges, soweit die wirtschaftliche Seite in Betracht kommt,

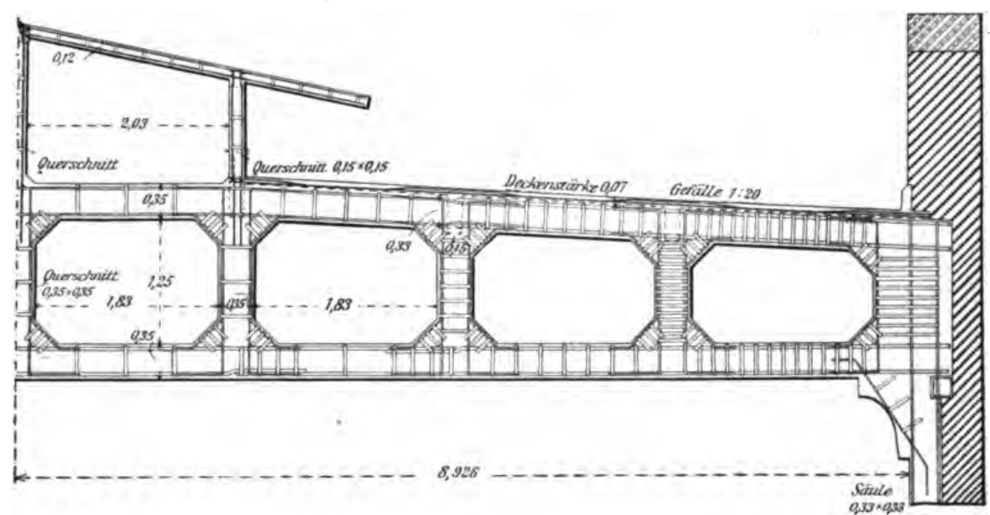


Abb. 145. Ansicht der Pfostenträger und Querschnitt des Kesselhausdaches.

wieder verloren. Unzweifelhaft sind aber die leichten und ästhetisch besser wirkenden Arkadenträger für weitgespannte Balkendächer von Bedeutung, und ihr ökonomischer Nutzen dürfte größer als etwa bei schwer belasteten Brückenträgern sein.

Das von der Hollandsche Matschappij tot het maken van werken in gewapend beton zu Gravenhage in Leidschendamm[1]) ausgeführte Kesselhaus, dessen Grundriß ein Rechteck von 18,2 × 30,8 m bildet, ist mit einem auf Pfostenträgern ruhenden flachen Dach bedeckt (Abb. 145 u. 146); die Binder liegen in Abständen von 4,50 m und sind in der Mitte 1,95 m hoch; die Gurtungen und die vertikalen Pfosten haben quadratischen Querschnitt von 35 cm Seitenlänge. Das Gewicht eines Binders beträgt 4300 kg. Über der Mitte in einer Breite von 4,50 m ist eine aus Eisenbetongebälk bestehende Oberlichtkonstruktion aufgesetzt. Die Arkadenträger bestehen aus je 8 Feldern mit 1,83 m langen und 1,25 m hohen, an den Ecken

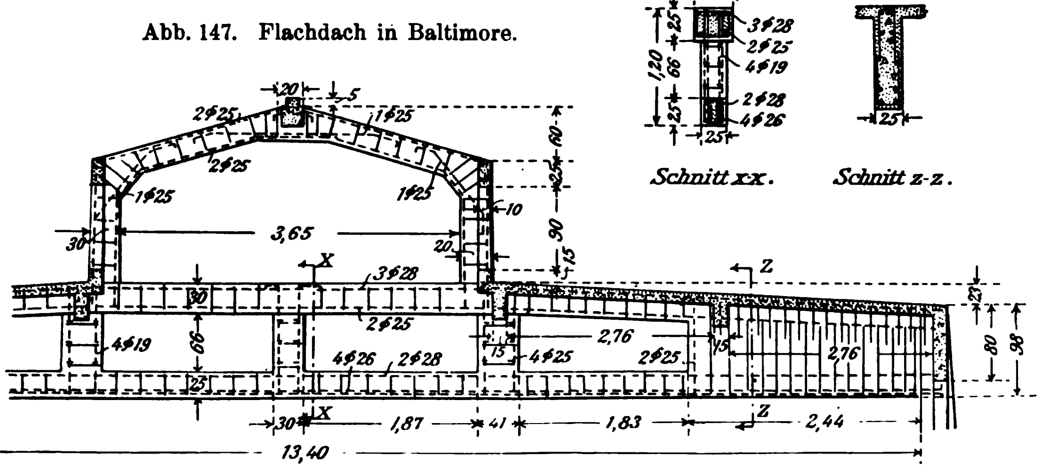
[1]) De Ingenieur 1904.

abgeschrägten Rechtecken. Die aus der Abb. 145 ersichtliche Verteilung der Eiseneinlage des Obergurts besteht aus 6 R.-E. von 20 mm, jene des Untergurts aus 6 Stück 32 mm-Stäben, die je durch Bügel 30 × 2 verbunden sind. Die lotrechten Pfosten sind mit 8 zum Teil geraden, zum Teil an den Ecken schräg geführten Eisen verstärkt und der Größe der Schubkräfte entsprechend mit zahlreichen Flacheisenbügeln versehen. Die in der Höhe des Obergurts liegenden, 2,18 m entfernten Dachlängsrippen haben einen vortretenden Querschnitt 15 × 33 cm und eine Bewehrung durch 4 Stück 13 mm-R.-E., die gemäß der Kontinuität dieser Balken über den Arkadenträgern nach oben abgebogen und durch Bügel 32 × 2 verbunden sind. Die 7 cm dicke, in der Neigung 1 : 20 liegende Dachplatte ist mit 8 mm-Stäben bewehrt. Die Eisenbetonsparren des Oberlichtaufsatzes ruhen auf 3 Säulenreihen 15 × 15 cm, die durch je eine Längspfette in Verbindung stehen.



Abb. 146. Innenansicht des Kesselhauses.

Abb. 147. Flachdach in Baltimore.



Die Überdachung des Krafthauses der Gas-Gesellschaft in Baltimore, Maryland, erfolgte ebenfalls mit Hilfe von flachen Arkadenträgern von 13,4 m Spannweite und 1,21 m Höhe. Die 4 mittleren Felder sind 1,83 bis 1,87 m weit, die Endfelder sind vollwandig mit reichlichen Bügeln behufs Aufnahme der Scherkräfte. Über der Mitte ist ein Aufbau zur Belichtung vorhanden. Die Abmessungen sind aus der Abb. 147 zu ersehen.

In der Eisenbahnstation in Atlanta,[1]) deren Querschnitt die Abb. 148 zeigt, ist u. a. ein Bahnsteigdach ausgeführt, dessen Hauptbinder auf je 3 Stützen aufruhen und 15,8 + 8,9 m Spannweite aufweisen. Die

Abb. 148. Bahnstation in Atlanta.

gegen die Mitte an Höhe zunehmenden Träger bilden 20 ausgesparte Felder, deren Vertikalständer mit den Gurten durch reichliche Eiseneinlagen verbunden sind. Die

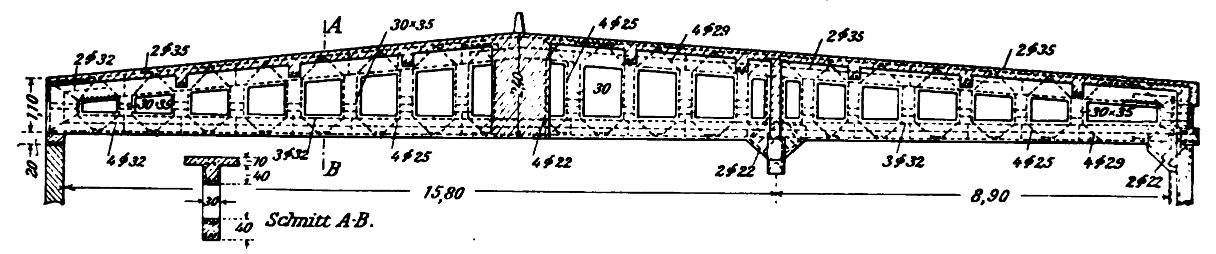


Abb. 149. Querschnitt des Bahnsteigdaches.

Dachpfetten liegen über jedem zweiten Ständer in Abständen von 2,5 m (Abb. 149).

Bei dem Schulgebäude in Buffalo,[2]) das 49,5 m lang, 26,2 m breit ist und

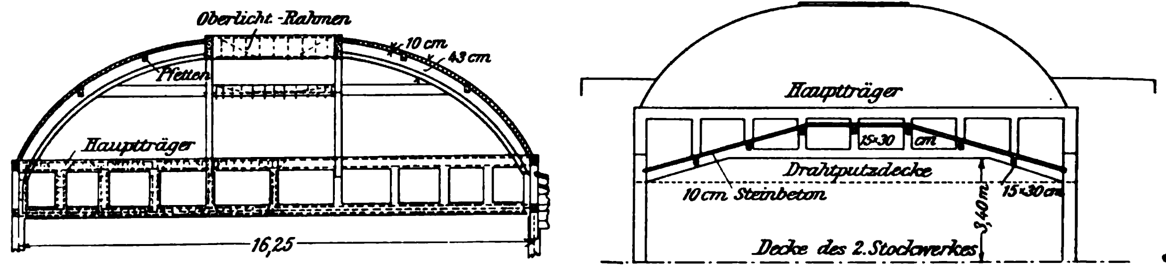


Abb. 150 u. 151. Ansichten der Pfostenbinder mit Kuppelquerschnitt und -Ansicht.

drei Stockwerke besitzt, besteht das Dach aus einer großen Kuppel über dem Mittelbau, einem verhältnismäßig flachen Dache über dem Rückgebäude, und Man-

[1]) Eng. News, Bd. 55, S. 405.
[2]) Zement und Beton 1907. S. 185.

sarden- und Satteldächern über den seitlichen Gebäuden. Die Balken der Dächer liegen teils auf den Umfassungsmauern, teils auf Eisenbetonsäulen auf. Die große Halle des Mittelbaues ist zwei Stockwerke hoch und reicht von der zweiten Decke bis unter die Kuppel des Daches. Auf der Rückseite des Kuppeldaches schließt sich ein schwach geneigtes Dach an, das von gewöhnlichen Eisenbetonbalken getragen wird. Da die große Halle nur teilweise von Umfassungsmauern umgeben ist, mußte die Kuppel auf Arkadenträger, die über die ganze Hallenbreite gespannt sind, gestützt werden; diese tragen die Kuppel auf drei Seiten (Abb. 150 u. 151). Die 3 Hauptträger ruhen auf 4 Eisenbetonsäulen von 35 × 35 cm Querschnitt, sind 1,83 m hoch und haben 16,25 m Spannweite. Ober- und Untergurt sind 25 cm breit und 35 cm hoch; sie enthalten je 4 gerade Stäbe in der oberen und je 6 in der unteren Zone von 36 mm Durchmesser. Die senkrechten Gurtstege sind an den Enden der Gitterträger 90 cm, in der Mitte 180 cm entfernt; die Bewehrung besteht aus je 4 senkrechten Stäben von 22 mm und 25 mm Durchmesser, die durch Drahtschleifen verbunden sind; die Verbindung mit den Gurten erfolgt durch im Winkel von 45° abgebogene Stäbe. Den Scherspannungen in den Gurten dienen senkrechte Bügel in 100 mm bis 250 mm Distanz.

Ein anderes amerikanisches Beispiel der Verwendung von Arkadenparallelträgern für kleine Spannweiten zeigt das in der Abb. 152 dargestellte Vordach. 3 Säulen tragen zwei Arkadenträger von 5,70 m Spannweite, welche zur Unterstützung der Dachbalken dienen, die ebenfalls als Pfostenträger ausgebildet sind. Sie liegen in Abständen von 1,90 m, sind 50 cm hoch, 15 cm breit und mit 7 rechteckigen Ausnehmungen versehen. Die Eiseneinlage des Druck- und Zuggurts sowie der Pfosten bestehen aus je 2 Stäben. Die Dachplatte liegt auf Längsrippen, die 75 cm entfernt sind.

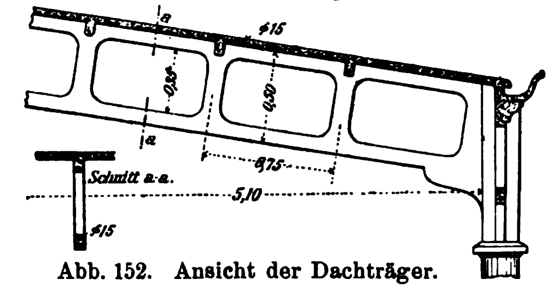


Abb. 152. Ansicht der Dachträger.

Mitunter verwendet man Pfostenträger auch für Dächer stärkerer Neigung, und sie erhalten dann mehr die Form von Dreiecksbindern. Als Beispiel hierfür seien die Dachbinder bei der Hauptpost in Ofen-Pest erwähnt (Konstrukteur Dr. Zielinski), welche einen Raum von etwa 100 m Länge und 16,45 m Lichtweite in Abständen von 3,55 bis 3,74 m überspannen. Jeder Binder besteht aus 5 Feldern von 3,11, 3,30, 3,63, 3,30 und 3,11 m Länge. Die Obergurte in den Seitenfeldern sind, der Dachneigung entsprechend, ungefähr 1 : 2 geneigt, während die Gurte im Mittelfeld wagerecht sind. Die Trägerhöhe mißt insgesamt 2,29 m. Die Querschnitte der Obergurte und Pfosten sind 30 × 18, jene des Untergurts 25 × 18; die beiden Endfelder sind vollwandig, die 3 Mittelfelder trapez- bezw. rechteckförmig ausgenommen und an den Ecken abgeschrägt. Auf den mit Querschnitten 12 × 30 bemessenen Dachrippen (Pfetten) liegen die 8 cm starken Dachplatten. Über den 3 Mittelfeldern sind wagerecht abgedeckte Aufbauten vorhanden, die mit dem Dachtragwerk einheitlich hergestellt sind. In den Seitenfeldern ist eine Rabitzdecke angehängt.[1])

Eine ähnliche Konstruktion, in Petersburg ausgeführt,[2]) bringt die Abb. 153 zur Anschauung. Ober- und Untergurte bilden ein Dreieck, das durch 3 lotrechte Ständer in 4 Teile gegliedert ist. Die Spannweite beträgt 12 m. Die Tragbinder

[1]) S. a. Armierter Beton 1908, S. 33 u. f. und Handbuch IV, 2. Teil, 2. Liefg., S. 477.

[2]) Le beton armé (système Hennebique).



Abb. 153. Dachbinder aus Eisenbetongebälk (Petersburg).

und längsverbindenden Pfetten sind einheitlich hergestellt, während die Dachhaut für sich ausgeführt ist. Der angehängte Eisenzementplafond ruht auf Längsbalken, die in den unteren Knotenpunkten der Tragbinder eingespannt sind.

Abb. 154. Querschnitt des Dreieckbinders.

Ein auf der Eisenbahnstation Atlanta, Pa., ausgeführter Dreiecksbinder von 8,95 m Lichtweite (Abb. 154) ist durch eine Firstsäule in 2 Teile von Dreiecksform gegliedert. Da Ober- und Untergurtachse am Auflager sich nicht schneiden, ist für die Aufnahme

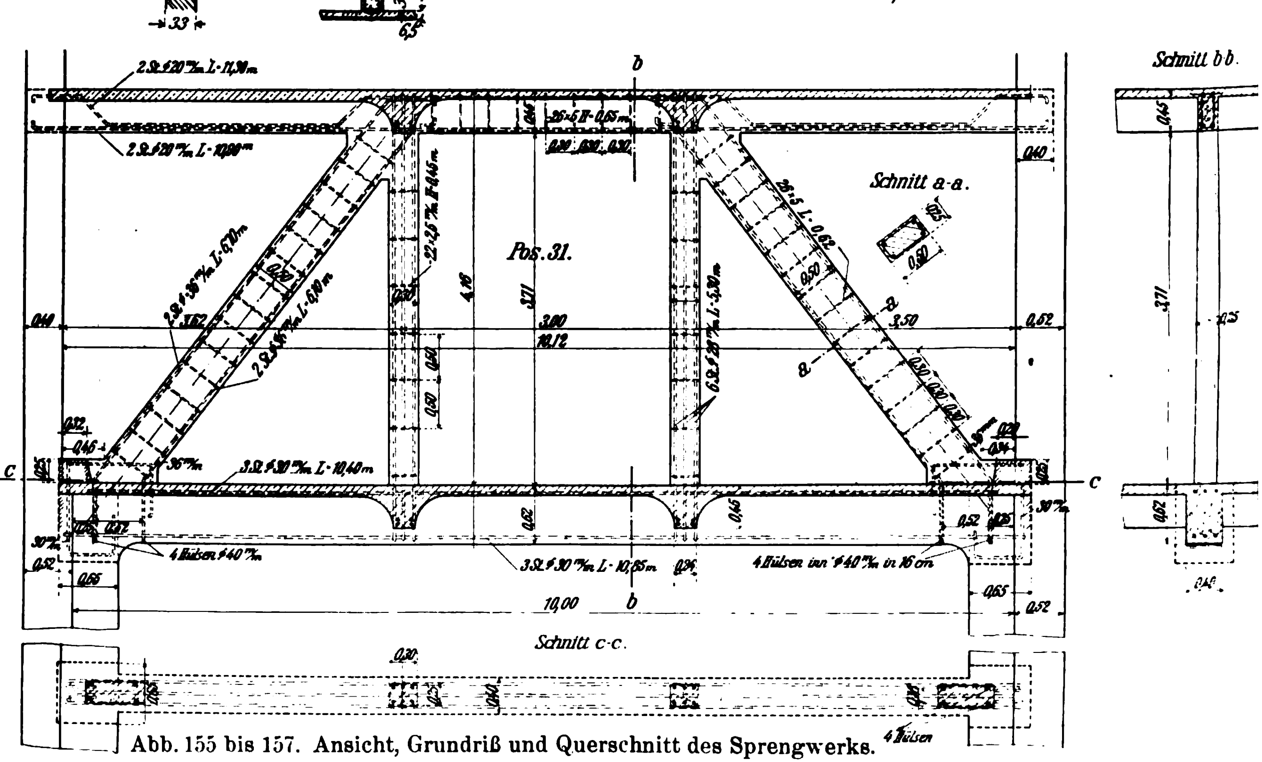


Abb. 155 bis 157. Ansicht, Grundriß und Querschnitt des Sprengwerks.

der Schubkräfte durch Bügel vorgesorgt. Die 10 cm starke Dachplatte liegt auf 2 End- und 3 Mittelpfetten; am Untergurt ist eine ebene, 6,5 cm starke Deckenplatte zwischen bewehrten Längsbalken eingespannt. Die Entfernung der Binder beträgt 6,14 m.

Eine dem Holzsprengwerk ähnliche Konstruktion ist im Schulhaus der Gemeinde Weisenau zur Überdeckung eines 10 m weiten Saales von der Frankfurter Betonbau-Gesellschaft ausgeführt. Die am Untergurt angreifenden Deckenlasten werden von bewehrten Hängesäulen auf den Obergurt und die Streben übertragen, deren Eiseneinlagen in Gasrohrhülsen enden, die von den Zugstangen umgriffen werden (Abb. 155 bis 157).



Abb. 158. Dreieckspfostenbinder in der Zementfabrik zu Oppeln.

Die Abb. 158 zeigt die Innenansicht eines Gebäudes für die Oppelner Portlandzementfabriken,[1]) ausgeführt von Gebr. Huber in Breslau. Es ist 52,2 m lang, am First 12,25 m hoch und 13,0 m weit. Wie im vorhergehenden Beispiel ist auch hier der Raum mittels zahlreicher Eisenbetonsprengwerkbinder gedeckt, die die Dachhaut tragen.

2. Berechnung der Pfostenträger.

Die Berechnung[2]) erfolgt, wenn es zulässig ist, für den gedrückten und den gezogenen bewehrten Beton einen und denselben Elastizitätskoeffizienten anzunehmen, ebenso wie die eines gleichen Trägers aus Eisen oder sonst einem homogenen Material; es genügt also für jeden Stab die Berechnung des notwendigen Querschnitts und Trägheitsmomentes.

I. Allgemeine Theorie.

Betrachten wir einen Träger von der in Abb. 159 dargestellten Form, beziehen ihn auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem und schneiden ihn so, daß alle Ständer ge-

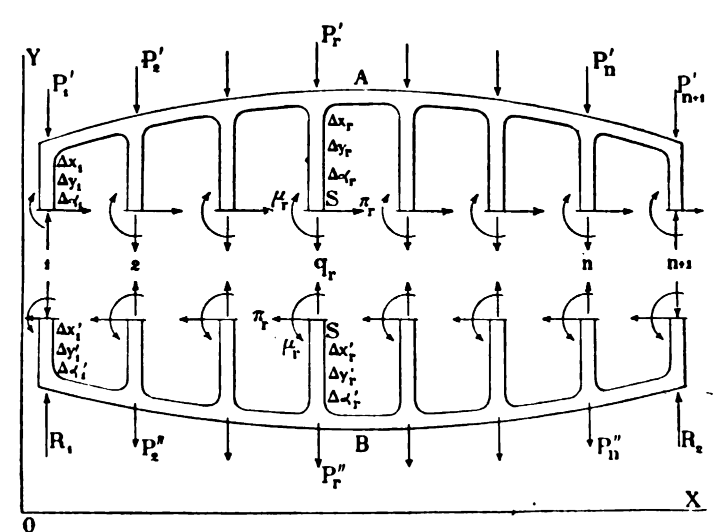


Abb. 159.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft XII, S. 320.

[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft X, S. 253 u. f., nach Vierendeel, übersetzt von Dr. Gebauer.

troffen werden, so haben wir, um das Gleichgewicht jedes einzelnen Teiles wiederherzustellen, im Schwerpunkt eines jeden Säulenquerschnitts anzubringen: eine lotrechte Kraft q, eine wagerechte Kraft π und ein Biegungsmoment μ_r. Wir erhalten somit bei einem Träger mit n Feldern $3(n+1)$ Unbekannte. Bezeichnen wir die durch diese Kräfte und Biegungsmomente hervorgerufenen Verschiebungen bezw. Verdrehungen eines Ständerquerschnitts S nach der aus Abb. 159 ersichtlichen Weise mit Δx, Δy, $\Delta \alpha$, so gilt für die Berechnung der Unbekannten q, π und μ die Beziehung: Die Verschiebungen (bezw. die Verdrehung) irgend eines Ständerquerschnitts des oberen Teiles, ausgedrückt als Funktion der Kräfte und Abmessungen des oberen Teiles, müssen gleich sein den entsprechenden Verschiebungen des zugehörigen Ständerquerschnitts des unteren Teiles, ausgedrückt als Funktion der Kräfte und Abmessungen des unteren Teiles.

Es ist also

$$\left.\begin{aligned} \Delta x_r &= \Delta' x_r \\ \Delta y_r &= \Delta' y_r \\ \Delta \alpha_r &= \Delta' \alpha_r' \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{I}$$

und da

$$\begin{aligned} \Delta x_r &= \Delta x_1 + F(q\,\pi\,\mu) + (y_r - y_1)\,\Delta \alpha_1 \\ \Delta y_r &= \Delta y_1 + f(q\,\pi\,\mu) + (x_r - x_1)\,\Delta \alpha_1 \\ \Delta \alpha_r &= \Delta \alpha_1 + \varphi(q\,\pi\,\mu) \\ \Delta' x_r &= \Delta' x_1 + F'(q\,\pi\,\mu) + (y_r - y_1)\,\Delta' \alpha_1 \\ \Delta' y_r &= \Delta' y_1 + f'(q\,\pi\,\mu) + (x_r - x_1)\,\Delta' \alpha_1 \\ \Delta' \alpha_r &= \Delta' \alpha_1 + \varphi'(q\,\pi\,\mu), \end{aligned}$$

muß auch

$$\left.\begin{aligned} F(q\,\pi\,\mu) &= F'(q\,\pi\,\mu) \\ f(q\,\pi\,\mu) &= f'(q\,\pi\,\mu) \\ \varphi(q\,\pi\,\mu) &= \varphi'(q\,\pi\,\mu) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{II}$$

Jeder Ständer, ausgenommen der erste, gibt uns eine solche Gruppe von Gleichungen, die Gesamtzahl derselben beträgt daher $3n$. Drei weitere Gleichungen zur Berechnung der $3(n+1)$ Unbekannten liefern die statischen Gleichgewichtsbedingungen

$$\left.\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ \Sigma V &= 0 \\ \Sigma M &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{III}$$

Bei symmetrischer Anordnung verringert sich die Anzahl der Unbekannten, wenn die Ständerzahl eine gerade ist, auf die Hälfte, wenn sie ungerade ist, auf nahezu die Hälfte.

Mit Rücksicht auf die statische Unbestimmtheit der Aufgabe ist zur Berechnung der Größen Δx, Δy, $\Delta \alpha$ streng genommen die Kenntnis aller Abmessungen des Trägers nötig; es läßt sich jedoch zeigen, daß das eine rein theoretische Forderung ist. Man kann mit praktisch hinreichender Genauigkeit die ganze Berechnung ohne Kenntnis der Stabquerschnitte, also gewissermaßen direkt, ausführen und nicht nur als Untersuchung der Zulänglichkeit eines angenommenen Trägers.

II. Der Träger mit parallelen Gurten.

In Abb. 160 haben wir ein Feld eines Parallelträgers vor uns, das in der Mitte der Ständer geschnitten ist. Man kann, ohne einen Fehler von praktischer Bedeutung

zu begehen, annehmen, daß alle Ständer und Gurtstäbe eines Trägers ein und dasselbe Trägheitsmoment besitzen, und kann dann nachweisen,[1]) daß

$$\mu_r = 0 \qquad \mu_{r+1} = 0$$

$$q_r = \frac{1}{2}(P_r'' - P_r') \qquad q_{r+1} = \frac{1}{2}(P''_{r+1} - P'_{r+1}).$$

Es bleibt daher für jeden Ständer nur eine Unbekannte übrig, und zwar die Querkraft π. Wie im folgenden gezeigt wird, läßt sich jede Ständerkraft π_{r+1} darstellen als Funktion aller vorhergehenden π_0 bis π_r.

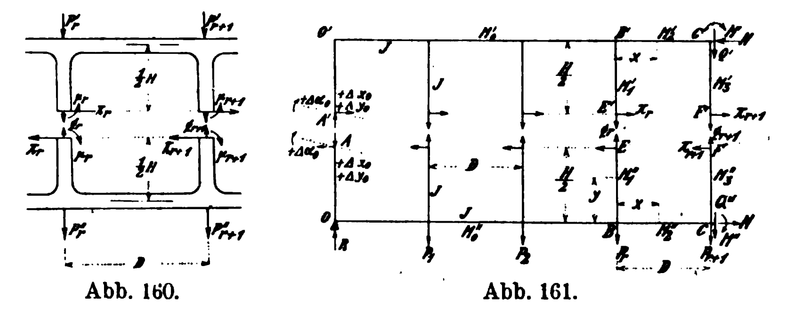


Abb. 160. Abb. 161.

Die äußeren Kräfte des in Abb. 161 dargestellten Trägers seien vertikal. In dem unmittelbar neben dem Ständer $(r+1)$ geführten Schnitt haben wir im Schwerpunkt eines Gurtes anzubringen: eine Normalkraft N, eine Querkraft Q und ein Biegungsmoment M. Die Normalkräfte im Ober- und Untergurt desselben Feldes sind gleich groß (folgt aus der Bedingung $\Sigma H = 0$). Die Trägheitsmomente J aller Stäbe seien einander gleich. In der Ständermitte wirken zufolge des soeben angeführten Resultats nur die Kräfte π und q.

Beziehen wir den unteren Teil des Trägers auf AOC als Koordinatensystem; bezeichnen wir mit M_0'' das Biegungsmoment in irgend einem Querschnitt des Teiles AOB, mit M_1'', M_2'', M_3'' das Moment in einem Querschnitt der Teile EB, BC und CF; sind Δx_0, Δy_0, $\Delta\alpha_0$ die Verschiebungen und Winkeländerungen im Querschnitt A (positiv gezählt in der Richtung der positiven Achsen bezw. im Sinne der Drehung des Uhrzeigers), so erhalten wir — mit Vernachlässigung der Formänderungen infolge der Normal- und Querkräfte — die Verschiebung Δx_{r+1} des Punktes F aus

$$EJ\Delta x_{r+1} = EJ\Delta x_0 + \int_A^B \left(\frac{H}{2} - y\right) M_0'' \cdot ds + \int_B^C \frac{H}{2} M_2'' \cdot ds + \int_C^F \left(\frac{H}{2} - y\right) M''_3 \cdot ds,$$

hierbei ist (siehe Abb. 161):

$$M_2'' = -\frac{H}{2}\pi_{r+1} + M'' + (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})(D - x),$$

$$M_3'' = -\left(\frac{H}{2} - y\right)\pi_{r+1},$$

daher

$$\int_B^C \frac{H}{2} M_2'' \cdot ds = \int_0^D \frac{H}{2} M_2'' \cdot dx = -\frac{H^2 D}{4}\pi_{r+1} + \frac{HD}{2} M'' + \frac{HD^2}{4}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})$$

$$\int_C^F \left(\frac{H}{2} - y\right) M_3'' \cdot ds = \int_0^{\frac{H}{2}} \left(\frac{H}{2} - y\right) M_3'' \cdot dy = -\frac{H^3}{24}\pi_{r+1}.$$

---

[1]) Die genaue Theorie und die Ableitung der hier angeführten Resultate ist enthalten in der Abhandlung „Théorie générale des Poutres Vierendeel" in den „Mémoires de la Société des Ingénieurs civils de France", August 1900; ferner wird hingewiesen auf den V. Band „Cours de Stabilité" par A. Vierendeel, professeur à l'université de Louvain.

26*

Dies in die erste Gleichung eingesetzt ergibt

$$EJ\Delta x_{r+1} = EJ\Delta x_0 + \int\limits_A^B \left(\frac{H}{2} - y\right) M_0'' \cdot ds - \frac{H^2 D}{4} \pi_{r+1} + \frac{HD}{2} M'' +$$

$$+ \frac{HD^2}{4}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) - \frac{H^3}{24} \pi_{r+1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Für die Verschiebung Δx_r des Punktes E ist

$$EJ\Delta x_r = EJ\Delta x_0 + \int\limits_A^B \left(\frac{H}{2} - y\right) M''_0 \cdot ds + \int\limits_B^E \left(\frac{H}{2} - y\right) M_1'' \cdot ds$$

oder nach Auswertung des zweiten Integrals

$$EJ\Delta x_r = EJ\Delta x_0 + \int\limits_A^B \left(\frac{H}{2} - y\right) M_0'' \cdot ds - \frac{H^3}{24} \pi_r \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Aus den Gleichungen (1) und (2) folgt

$$EJ(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = -\frac{H^2 D}{4} \pi_{r+1} + \frac{HD}{2} M'' + \frac{HD^2}{4}$$

$$+ (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) - \frac{H^3}{24}(\pi_{r+1} - \pi_r) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Durch eine ähnliche Behandlung des oberen Trägerteils erhalten wir

$$EJ\Delta x_{r+1} = EJ\Delta x_0 + \int\limits_{A'}^{B'} \left(\frac{H}{2} - y\right) M_0' \cdot ds + \frac{H^2 D}{4} \pi_{r+1} - \frac{HD}{2} M'$$

$$- \frac{HD^2}{4}(Q' + q_{r+1}) + \frac{H^3}{24} \pi_{r+1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

$$EJ\Delta x_r = EJ\Delta x_0 + \int\limits_{A'}^{B'} \left(\frac{H}{2} - y\right) M_0' \cdot ds + \frac{H^3}{24} \pi_r \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

und durch Zusammenziehung dieser beiden Gleichungen

$$EJ(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = \frac{H^2 D}{4} \pi_{r+1} - \frac{HD}{2} M' - \frac{HD^2}{4}(Q' + q_{r+1})$$

$$+ \frac{H^3}{24}(\pi_{r+1} - \pi_r) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Aus (3) und (6) folgt nunmehr

$$\frac{H^2}{12} \pi_r - \left(\frac{HD}{2} + \frac{H^2}{12}\right) \pi_{r+1} = -\frac{D}{2}(M' + M'') - \frac{D^2}{4}(P_{r+1} + Q' + Q'') \quad (7)$$

Für den ganzen Träger gilt ferner, wenn wir C' als Drehungspunkt bezeichnen,

$$M_{r+1} + M' + M'' - NH = 0,$$

wobei M_{r+1} das Moment der äußeren Kräfte bezogen auf die Vertikale CC' ist.

Da aber

$$N = \sum_0^r \pi + \pi_{r+1},$$

so ist

$$M' + M'' = H \sum_0^r \pi + H \pi_{r+1} - M_{r+1}.$$

Bezeichnen wir mit Q_r die Querkraft zwischen dem r^{ten} und $(r+1)^{\text{ten}}$ Ständer, so ist

$$P_{r+1} + Q' + Q'' = Q_r.$$

Durch Einsetzung der beiden letztgenannten Werte in die Gleichung (7) erhalten wir nach einigen Vereinfachungen

$$\pi_{r+1} = \pi_r + \frac{6D}{H}\sum_0^r \pi - \frac{3D}{H^2}(2M_{r+1} - DQ_r)$$

und da

$$M_{r+1} = M_r + DQ_r$$

$$\pi_{r+1} = \pi_r + \frac{6D}{H}\sum_0^r \pi - \frac{3D}{H^2}(2M_r + DQ_r) \quad \ldots \ldots \quad (8)$$

Bezeichnen wir das Moment der äußeren Kräfte bezogen auf die Mitte der Knotenweite r bis $(r+1)$ mit M_r^{r+1}, so ist

$$2M_r + DQ_r = 2M_r^{r+1}$$

und die Gleichung (8) geht über in

$$\pi_{r+1} = \pi_r + \frac{6D}{H}\sum_0^r \pi - \frac{6D}{H^2} M_r^{r+1} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

Dies ist die allgemeine Formel für den Parallelträger mit durchweg gleichen Querschnitten und Trägheitsmomenten.

Bemerkenswert ist noch folgender Fall: Der Obergurt habe denselben Querschnitt wie früher, jedoch sein Trägheitsmoment J' sei Null, was praktisch gleichbedeutend ist mit der Anordnung von Gelenken in den oberen Knotenpunkten. Es ist dann nicht das Biegungsmoment in der Ständermitte, sondern im oberen Knotenpunkte gleich Null, und wir erhalten die Verschiebungen dieser Punkte Δx_{r+1} und Δx_r, wenn wir in Gleichung (3) H durch $2H$ ersetzen

$$EJ(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = -H^2 D\,\pi_{r+1} + HDM'' + \frac{HD^2}{2}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})$$
$$-\frac{H^3}{3}(\pi_{r+1} - \pi_r) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3')$$

Für den Obergurt ist $H = 0$, und die rechte Seite der Gleichung (6) wird unendlich klein von zweiter Ordnung; J' ist unendlich klein von erster Ordnung. Wir erhalten also

$$EJ'(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = 0^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (6')$$

und hieraus

$$\Delta x_{r+1} - \Delta x_r = 0.$$

Da außerdem auch M', Q' und q_{r+1} gleich Null sind, ergibt sich durch Einsetzung dieser Werte in die betreffenden Formeln schließlich

$$\pi_{r+1} = \pi_r + \frac{3D}{H}\sum_0^r \pi - \frac{3D}{H^2} M_r^{r+1} \quad (9')$$

als Endformel für diesen besonderen Fall.

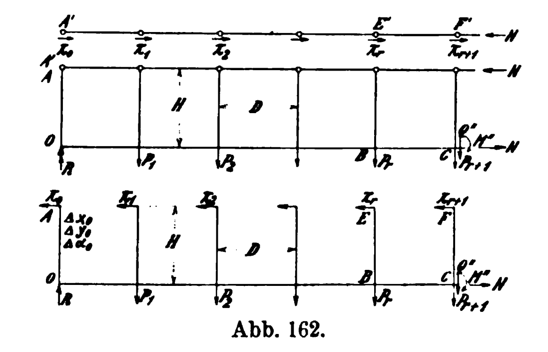


Abb. 162.

Zu diesem Resultate kann man auch auf direktem Wege gelangen. Teilen wir den Träger (Abb. 162) derart in zwei Teile, daß der gelenkige Obergurt den einen Teil, das steife Gerippe des Trägers den anderen Teil bildet, so ist klar, daß der

Obergurt $A'E'F'$ nur horizontale Kräfte π aufnehmen kann; die vertikalen Kräfte q sind, ebenso wie die Scherkräfte Q' und die Biegungsmomente M', gleich Null.

Unterwerfen wir den unteren Trägerteil $AOCF$ denselben Betrachtungen wie früher, so erhalten wir eine ähnliche Beziehung wie bei Gleichung (3), und zwar

$$EJ(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = -H^2 D \pi_{r+1} + HDM'' + \frac{HD^2}{2}(P_{r+1} + Q'')$$
$$- \frac{H^3}{3}(\pi_{r+1} - \pi_r) \,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

Der obere Teil $A'E'F'$ sagt uns, da wir auf die Formänderungen infolge der Normalkräfte keine Rücksicht nehmen,

$$\Delta x_{r+1} = \Delta x_r \quad \text{oder} \quad \Delta x_{r+1} - \Delta x_r = 0.$$

Anderseits ist

$$M'' = NH - M_{r+1} = H\sum_0^r \pi + H\pi_{r+1} - M_{r+1}$$
$$P_{r+1} + Q'' = Q_r$$
$$M_{r+1} - \frac{DQ_r}{2} = M_r^{r+1}.$$

Durch Einsetzung dieser Resultate in Gleichung (10) erhalten wir

$$\pi_{r+1} = \pi_r + \frac{3D}{H}\sum_0^r \pi - \frac{3D}{H^2} M_r^{r+1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

Dies ist dieselbe Gleichung wie (9').

Beispiel.

An dem nun folgenden Beipiel (Abb. 163) sei untersucht, wie groß der Unterschied in den Werten π ist, je nachdem das Moment in der Mitte des Ständers oder an dem oberen Ende desselben gleich Null ist. Die Felder seien quadratisch, die Spannweite des Trägers beliebig, die an den unteren Knotenpunkten angreifenden Lasten wären 1000 kg. Für den zuletzt betrachteten Fall der gelenkigen Verbindung des Obergurtes mit den Ständern lautet für dieses Beispiel die Gleichung (9')

$$\pi_{r+1} = \pi_r + 3\sum_1^r \pi - \frac{3}{D} M_r^{r+1}.$$

Abb. 163.

Ferner ist

$$\frac{1}{D} M_1{}^2 = \frac{1}{2} 3500 = 1750$$

$$\frac{1}{D} M_2{}^3 = \frac{1}{2}(3500 \cdot 3 - 1000) = 4750$$

$$\frac{1}{D} M_3{}^4 = \frac{1}{2}[3500 \cdot 5 - 1000(3 + 1)] = 6750$$

$$\frac{1}{D} M_4{}^5 = \frac{1}{2}[3500 \cdot 7 - 1000(5 + 3 + 1)] = 7750.$$

Die allgemeine Formel für π lautet daher in diesem besonderen Falle

$$\pi_1 = \pi_1$$
$$\pi_2 = \pi_1 + 3\,\pi_1 - 3 \cdot 1750$$
$$\pi_3 = \pi_2 + 3\sum_1^2 \pi - 3 \cdot 4750$$

$$\pi_4 = \pi_3 + 3\sum_1^3 \pi - 3 \cdot 6750$$

$$\pi_5 = \pi_4 + 3\sum_1^4 \pi - 3 \cdot 7750$$

oder als Funktionen von π_1 ausgedrückt

$$\pi_1 = \pi_1$$
$$\pi_2 = 4\,\pi_1 - 5250$$
$$\pi_3 = 19\,\pi_1 - 35\,250$$
$$\pi_4 = 91\,\pi_1 - 177\,000$$
$$\pi_5 = 436\,\pi_1 - 852\,750.$$

Mit Rücksicht auf die symmetrische Anordnung des Trägers ist aber $\pi_5 = 0$ oder

$$436\,\pi_1 = 852\,750 \text{ bezw. } \pi_1 = 1955{,}85 \text{ kg}$$

und ferner

$$\pi_2 = 2573 \text{ kg}$$
$$\pi_3 = 1911 \text{ kg}$$
$$\pi_4 = 982 \text{ kg}$$
$$\pi_5 = 0 \text{ kg}.$$

Für den Fall vollständig steifer Knotenpunkte haben wir die Gleichung (9) anzuwenden und erhalten für $H = D$

$$\pi_{r+1} = \pi_r + 6\sum_1^r \pi - \frac{6}{D} M_r^{r+1}$$

oder nach der obigen Weise entwickelt

$$\pi_1 = 1890 \text{ kg}$$
$$\pi_2 = 2731 \text{ kg}$$
$$\pi_3 = 1965 \text{ kg}$$
$$\pi_4 = 996 \text{ kg}$$
$$\pi_5 = 0 \text{ kg}.$$

In Anbetracht der geringen Unterschiede in den Ergebnissen dieser beiden Fälle kann man sagen: Für die Berechnung der Kräfte π eines Parallelträgers ist es zulässig, in den oberen Knotenpunkten Gelenke anzunehmen.

Dieses Resultat ist zwar für den Parallelträger von geringer Bedeutung, aber es ist um so wichtiger für die Berechnung eines Trägers mit nicht parallelen Gurten, denn es vereinfacht dessen Berechnung wesentlich.

Kennt man aber die Größe der Kräfte π, so ist die Dimensionierung des Trägers eine einfache statische Aufgabe.

Zur schätzungsweisen Ermittlung der Beanspruchungen und zur Bestimmung der Abmessungen der im Dachbau vorkommenden Pfostenträger reicht die folgende Rechnung sehr oft aus: Die im Ober- und Untergurt wirkende Achsialkraft beträgt $N = \frac{M_b}{h_0}$, worin M_b das mittlere Biegungsmoment des Balkenfeldes darstellt.

Die auf einen Pfosten entfallende wagerechte Schubkraft ist

$$S = \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q_x}{h_0} \cdot dx,$$

wenn Q_x die Querkraft bedeutet (Abb. 164). Bezeichnet Q_b die mittlere Querkraft des Feldes, so ist auch angenähert $S = \frac{Q_b \cdot a}{h_0}$.

Das hieraus entstehende Einspannbiegungsmoment des Pfostens ist $M = \frac{S h_0}{2} = \frac{Q_b \cdot a}{2}$. Gegen die Pfostenmitte ist das Moment Null. Der Pfosten wird gleichzeitig durch S als konstante wagerechte Querkraft auf Abscherung beansprucht, ist also wie ein stark belasteter Balken zu dimensionieren.

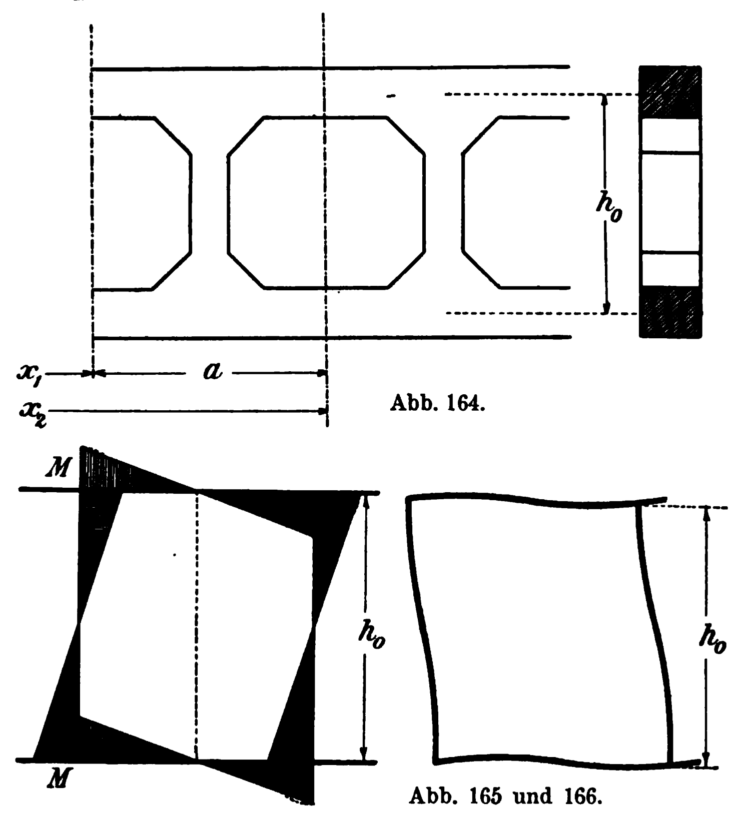


Abb. 164.

Abb. 165 und 166.

Das Moment M überträgt sich auch auf den Ober- und Untergurt und erzeugt in diesen außer den durch N verursachten Achsialspannungen Biegungsanstrengungen. Zwischen zwei Pfosten befindet sich ebenfalls ein Momenten-Nullpunkt; die Gurte werden daselbst bloß durch die Achsialkräfte N beansprucht. Die Verteilung der Momente in Gurten und Pfosten sowie deren Formänderungen sind aus den Abb. 165 u. 166 zu ersehen.

III. Der Träger mit nicht parallelen Gurten.

Die genaue Theorie dieser Träger führt zu verwickelten Formeln, deren ziffernmäßige Auswertung recht umständlich ist. Im folgenden ist daher eine Näherungsmethode wiedergegeben, die zu viel einfacheren, praktisch aber hinreichend genauen Formeln führt.

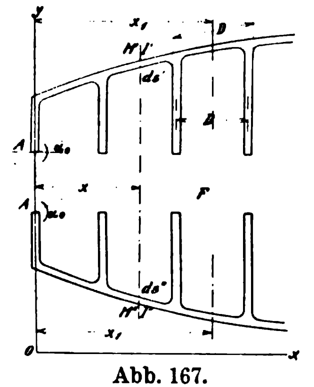


Abb. 167.

Wie beim Parallelträger kann man auch hier die Formänderungen der Normalkräfte vernachlässigen und annehmen, daß die Durchbiegungen des Ober- und Untergurtes in übereinanderliegenden Punkten einander gleich sind.

Bezeichnen wir (Abb. 167) mit $\Delta' y_1$ die Ordinate der Durchbiegung des Obergurtes im Abstande x_1 vom Ursprung, mit M' und J' das Biegungs- bezw. Trägheitsmoment für einen Querschnitt des Obergurtes mit der Abszisse x und mit ds' das Längenelement an dieser Stelle; ferner mit $\Delta'' y_1$, M'', J'', ds'' die entsprechenden

Werte für den Untergurt, so erhalten wir

$$\Delta' y_1 = \alpha_0 x_1 + \int_0^{x_1} (x_1 - x) \frac{M' \cdot ds'}{EJ'} + \Delta y_A$$

$$\Delta'' y_1 = \alpha_0 x_1 + \int_0^{x_1} (x_1 - x) \frac{M'' \cdot ds''}{EJ''} + \Delta y_A$$

Da aber für jedes x_1

$$\Delta' y_1 = \Delta'' y_1,$$

so folgt, daß

$$\frac{M'}{M''} = \frac{J' \cdot ds''}{J'' \cdot ds'} \quad \dots \dots \dots \dots \quad (1)$$

Dies ist die Beziehung für die in jedem Gurt wirksamen Biegungsmomente für Querschnitte mit gleicher Abszisse.

Für den Parallelträger angewandt, ergibt sich zunächst

$$\frac{M'}{M''} = \frac{J'}{J''},$$

d. h. die von jedem Gurte aufgenommenen Biegungsmomente sind proportional seiner Steifigkeit. Wird $J' = 0$, so ist auch $M' = 0$, ein Resultat, das wir bereits von früher kennen.

Aus (1) folgt auch weiter, daß M' und M'' stets Momente gleichen Drehungssinnes sind.

Im folgenden betrachten wir einen Träger, dessen Untergurt gerade und dessen Obergurt polygonal ist (Abb. 168); die äußeren Kräfte wirken in den unteren Knotenpunkten.

Die Gleichung (1) lautet dann

$$\frac{M'}{M''} = \frac{J' \cdot dx}{J'' \cdot ds'} \quad \dots \dots \dots \dots \quad (2)$$

Betrachten wir nun zwei unendlich nahe Querschnitte A und B in einem Felde dieses Trägers (Abb. 168), so erhalten wir

$$M' = \mu' + Q' \, dx - N \cdot dy$$
$$M'' = \mu'' + Q'' \cdot dx.$$

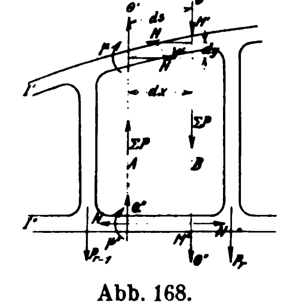


Abb. 168.

Dies in obige Gleichung (2) eingesetzt und ferner berücksichtigt, daß nach ebenderselben Gleichung

$$\mu' = \frac{J'}{J''} \frac{dx}{ds} \mu''$$

ist, erhalten wir nach einer Vereinfachung

$$Q' - \frac{J'}{J''} \frac{dx}{ds} Q'' = N \frac{dy}{dx}.$$

Setzen wir $\frac{dy}{dx} = \alpha$ und bezeichnen mit $a = \frac{J'}{J''} \frac{dx}{ds}$, so ist

$$Q' - a \, Q'' = \alpha \cdot N.$$

Da aber $Q' + Q'' = \Sigma P$, folgt daraus, daß

$$Q' = \frac{1}{1+a} (a \Sigma P + \alpha N) = \frac{1}{1+a} (a \Sigma P + \alpha \sum_1^{r-1} \pi) \quad \dots \quad (3)$$

$$Q'' = \frac{1}{1+a} (\Sigma P - \alpha N) = \frac{1}{1+a} (\Sigma P - \alpha \sum_1^{r-1} \pi) \quad \dots \quad (4)$$

Diese Gleichungen gelten, gleichgültig welches Zeichen M' in bezug auf μ' hat. Sind a und α innerhalb eines Feldes konstant, so sind auch Q' und Q'' innerhalb dieses Feldes unveränderlich.

Schneiden wir den r^{ten} Ständer durch unmittelbar rechts und links geführte Schnitte aus dem Träger heraus und führen wir durch ihn auch einen horizontalen Schnitt A (Abb. 169), so ist mit Rücksicht auf das statische Gleichgewicht des oberen bezw. unteren Teils

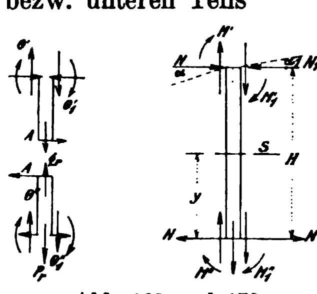


Abb. 169 und 170.

$$Q_1' = Q' - q_r,$$
$$Q_1'' = Q'' + q_r - P_r.$$

Ist Q_r die Querkraft im Felde r bis $(r+1)$, so erhalten wir unter Benutzung der Formeln (3) und (4)

$$q_r - Q_r' = -\frac{aQ_r}{1+a} - \frac{\alpha}{1+a}\sum_1^r \pi \quad . \; . \; (5)$$

$$q_r + Q_r'' - P_r = +\frac{Q_r}{1+a} - \frac{\alpha}{1+a}\sum_1^r \pi \quad . \; . \; . \; (6)$$

Für irgend einen Ständer (Abb. 170) gilt ferner die Beziehung

$$(N_1 - N)H = M' + M'' + M_1' + M_1''$$

oder

$$\pi_r H = (1+a)M'' + (1+a_1)M_1''.$$

Ist S jener Querschnitt des Ständers, dessen Biegungsmoment Null ist, so muß $(N_1 - N)y = M'' + M_1''$ oder

$$y = \frac{M'' + M_1''}{\pi_r} = \frac{(M'' + M_1'')H}{(1+a)M'' + (1+a_1)M_1''},$$

wobei

$$a = \frac{J'}{J''}\cos\alpha \text{ und } a_1 = \frac{J'}{J''}\cos\alpha_1.$$

Da $\cos\alpha$ bei den gewöhnlich ausgeführten Trägern nahezu gleich $\cos\alpha_1$ ist, kann man ohne großen Fehler setzen

$$a = a_1 = \frac{a + a_1}{2}.$$

Es wird also

$$y = \frac{H}{1 + \frac{a + a_1}{2}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (7)$$

Diese Gleichung zeigt wirklich, daß jeder Ständer einen Momentennullpunkt aufweist.

Für den Endständer (Abb. 171) ist

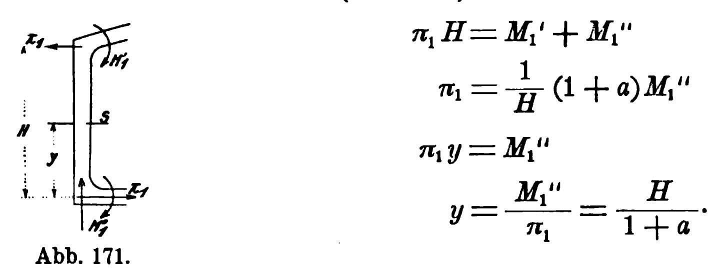


Abb. 171.

$$\pi_1 H = M_1' + M_1''$$
$$\pi_1 = \frac{1}{H}(1+a)M_1''$$
$$\pi_1 y = M_1''$$
$$y = \frac{M_1''}{\pi_1} = \frac{H}{1+a}.$$

Ist M_r das Biegungsmoment der äußeren Kräfte, bezogen auf den r^{ten} Ständer, so ist für den Schnitt unmittelbar links des Ständers

$$M_r' + M_r'' + NH_r - M_r = 0.$$

Mit Anwendung der Formel (2) erhalten wir daraus

$$M_r' = \frac{a}{1+a} M_r - \frac{a H_r}{1+a} \sum_1^{r-1} \pi \quad \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

$$M_r'' = \frac{1}{1+a} M_r - \frac{H_r}{1+a} \sum_1^{r-1} \pi \quad \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

Gehen wir nun weiter in der Behandlung der in Abb. 165 dargestellten Trägerform und zerteilen wir den Träger derart, daß wir durch den Momentennullpunkt eines jeden Ständers einen Schnitt führen; die Höhe h dieses Nullpunktes ist bestimmt durch Gleichung (7) (Abb. 172)

$$h = \frac{H}{1 + \frac{a + a_1}{2}}.$$

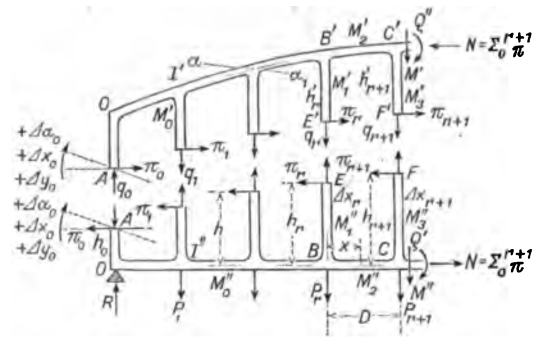


Abb. 172.

Der untere Trägerteil $AOCF$ habe in allen seinen Querschnitten das gleiche Trägheitsmoment J'; sind nun M_0'', M_1'', M_2'', M_3'' die Biegungsmomente in irgend einem Querschnitt der Teile AOB, BE, BC und CF, so ist, wenn O als Koordinatenursprung angenommen wird,

$$EJ'' \Delta x_{r+1} = EJ'' \Delta x_0 + \Delta \alpha_0 (h_{r+1} - h_0) EJ'' + \int_A^B (h_{r+1} - y) M_0'' \cdot ds$$
$$+ \int_B^C h_{r+1} M_2'' \cdot ds + \int_C^F (h_{r+1} - y) M_3'' \cdot ds$$

$$EJ'' \Delta x_r = EJ'' \Delta x_0 + \Delta \alpha_0 (h_r - h_0) EJ'' + \int_A^B (h_r - y) M_0'' \cdot ds + \int_B^E (h_r - y) M_1'' \cdot ds,$$

woraus durch Zusammenziehung folgt

$$EJ'' (\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = EJ'' (h_{r+1} - h_r) \left\{ \Delta \alpha_0 + \int_A^B \frac{M_0''}{EJ''} \cdot ds + \int_B^E \frac{M_1''}{EJ''} \cdot ds \right\}$$
$$- (h_{r+1} - h_r) \int_B^E M_1'' \cdot ds + h_{r+1} \int_B^C M_2'' \cdot ds + \int_C^F (h_{r+1} - y) M_3'' \cdot ds - \int_B^E (h_r - y) M_1'' \cdot ds.$$

Der Ausdruck zwischen den $\{\,\}$ bedeutet die gesamte Winkeländerung $\Delta \alpha_r$ im Querschnitt E des r^{ten} Ständers; ferner sind die Werte der Integrale

$$\int_B^E M_1'' \cdot ds = - \int_0^{h_r} \pi_r (h_r - y) \cdot dy = - \frac{\pi_r}{2} h_r^2,$$

$$\int_B^E (h_r - y) M_1'' \cdot ds = - \int_0^{h_r} (h_r - y)^2 \pi_r \cdot dy = - \frac{\pi_r}{3} h_r^3,$$

$$\int_B^C M_2'' \cdot ds = \int_0^D \{M'' - \pi_{r+1} h_{r+1} + (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})(D - x)\} \, dx$$
$$= M'' D - \pi_{r+1} h_{r+1} D + (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) \frac{D^2}{2},$$

$$\int_C^F (h_{r+1} - y)\, M_3'' \cdot ds = -\int_0^{h_{r+1}} (h_{r+1} - y)^2 \pi_{r+1} \cdot dy = -\frac{\pi_{r+1}}{3} h_{r+1}^2.$$

Nach Einsetzung dieser Werte in obige Formel erhalten wir

$$EJ''(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r) = EJ''(h_{r+1} - h_r)\varDelta\alpha_r + \frac{\pi_r h_r^2}{6}(3\,h_{r+1} - h_r)$$

$$-\frac{\pi_{r+1} h_{r+1}^2}{3}(3D + h_{r+1}) + M'' D h_{r+1} + (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})\frac{D^2 h_{r+1}}{2} \quad (10)$$

Berechnen wir nun die Verschiebungen $\varDelta x_{r+1}$ und $\varDelta x_r$, ausgehend vom oberen Teil des Trägers (Abb. 172). Wir behalten das frühere Koordinatensystem mit dem Ursprung 0 bei und nehmen an, daß alle Querschnitte des oberen Teils dasselbe Trägheitsmoment J' besitzen. Nach Durchführung desselben Rechnungsvorganges wie für den unteren Trägerteil erhalten wir

$$EJ'(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r) = EJ'(h_{r+1} - h_r)\varDelta\alpha_0 - (h_{r+1} - h_r)\int_{B'}^{E'} M_1' \cdot ds$$

$$-\int_{B'}^{E'}(h_r - y)\, M_1' \cdot ds + \int_{B'}^{C'}(h_{r+1} - y)\, M_2' \cdot ds + \int_{C'}^{F'}(h_{r+1} - y)\, M_3' \cdot ds \quad . \quad (11)$$

und nach Auswertung der Integrale, wobei wir jedoch

$$\int_{B'}^{C'}(h_{r+1} - y)\, M_2' \cdot ds$$

in ungeänderter Form beibehalten, weil es einen zu umständlichen Ausdruck liefert

$$EJ'(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r) = EJ'(h_{r+1} - h_r)\varDelta\alpha_r + \frac{\pi_r h_r'^2}{2}(h_{r+1} - h_r) - \frac{1}{3}\pi_r h_r'^3$$

$$+ \frac{1}{3}\pi_{r+1} h_{r+1}'^3 + \int_{B'}^{C'}(h_{r+1} - y)\, M_2' \cdot ds \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Durch Gleichsetzung der Werte $(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r)$ aus den Gleichungen (10) und (12) gelangt man auch hier wieder zu einem Ausdruck für π_{r+1} als Funktion aller vorhergehenden π. In dem ganz allgemeinen Fall, wo die Momentennullpunkte der Ständer durch die Gleichung (7) bestimmt sind, ist der so gewonnene Ausdruck für π_{r+1} sehr verwickelt. Um ihn zu vereinfachen, machen wir dieselbe Voraussetzung wie für den Träger mit parallelen Gurten: J' des Obergurtes sei unendlich klein, d. h. in den oberen Knotenpunkten des Trägers sind Gelenke. Dann ist

$$h_r = H_r; \quad h_{r+1} = H_{r+1}; \quad h_r' = 0; \quad h'_{r+1} = 0$$

und mit Vernachlässigung der unendlich kleinen Glieder höherer Ordnung in Gleichung (12) erhalten wir

$$(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r) = (H_{r+1} - H_r)\varDelta\alpha_r + \int_{B'}^{C'}(H_{r+1} - y)\frac{M_2'}{EJ'} \cdot ds.$$

Es ist zwar J' und M_2' gleich Null, aber nach Gleichung (2) dieses Abschnittes ist

$$\frac{M_2' \cdot ds}{EJ'} = \frac{M_2'' \cdot dx}{EJ''},$$

somit

$$(\varDelta x_{r+1} - \varDelta x_r) = (H_{r+1} - H_r)\varDelta\alpha_r + \int_{B'}^{C'}(H_{r+1} - y)\frac{M_2''}{EJ''} \cdot dx \quad . \quad . \quad (13)$$

Da aber

$$M_2'' = M'' - \pi_{r+1} H_{r+1} + (P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})(D - x)$$

und

$$H_{r+1} - y = \frac{h(D-x)}{D},$$

so ist

$$\int_{B'}^{C'} (H_{r+1} - y) M_2'' \cdot dx$$

$$= \int_0^D \frac{h}{D}(D-x)\{M'' - \pi_{r+1} H_{r+1} + (P_{r+1} + Q' - q_{r+1}) \cdot (D-x)\} dx$$

$$= \frac{h}{D}\left\{\frac{1}{2} M'' D^2 - \frac{1}{2}\pi_{r+1} H_{r+1} D^2 + \frac{1}{3}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) D^3\right\}.$$

Dies in Gleichung (13) eingesetzt, erhalten wir

$$EJ''(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = EJ''(H_{r+1} - H_r)\Delta\alpha_r$$
$$+ \frac{Dh}{2}\left\{M'' - \pi_{r+1} H_{r+1} + \frac{2}{3}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) D\right\} \quad . \; . \; . \quad (14)$$

Die Gleichung (10) geht unter der gemachten Voraussetzung über in

$$EJ''(\Delta x_{r+1} - \Delta x_r) = EJ''(H_{r+1} - H_r)\Delta\alpha_r + \frac{1}{6}\pi_r^2 H_r^2 (3 H_{r+1} - H_r)$$
$$- \frac{1}{3}\pi_{r+1} H_{r+1}^2 (3D + H_{r+1}) + M'' D H_{r+1} + \frac{1}{2}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) D^2 H_{r+1}.$$

Durch Verbindung dieser Gleichung mit (14) folgt

$$\frac{1}{6}\pi_r H_r^2 (3 H_{r+1} - H_r) - \frac{1}{3}\pi_{r+1} H_{r+1}^2 (3D + H_{r+1}) + M'' D H_{r+1}$$
$$+ \frac{1}{2}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) D^2 H_{r+1}$$
$$= \frac{1}{2} Dh \left\{M'' - \pi_{r+1} H_{r+1} + \frac{2}{3}(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1}) D\right\} \quad . \; . \; . \quad (15)$$

Unbekannt sind in dieser Gleichung noch M'' und $(P_{r+1} + Q'' - q_{r+1})$. Wir wissen, daß $M' = 0$ ist; suchen wir nun die Gleichung der Momente des ganzen Trägers in bezug auf den Punkt C' (Abb. 14), so ist, wenn M_{r+1} das äußere Moment in bezug auf einen Punkt des Ständers $(r+1)$ bezeichnet

$$M_{r+1} + M'' - N H_{r+1} = 0$$

oder

$$M'' = H_{r+1} \sum_0^r \pi + H_{r+1} \pi_{r+1} - M_{r+1}.$$

Für den Punkt C' gilt ferner

$$Q' = \alpha N; \quad Q_1' = \alpha_1 N_1; \quad q_{r+1} + \alpha N - \alpha_1 N_1 = 0.$$

Ist weiter Q_{r+1} die Querkraft des $(r+1)^{\text{ten}}$ Feldes, so muß

$$Q_{r+1} - \alpha N - Q'' = 0.$$

Hieraus den Wert für αN in obige Gleichung eingesetzt, ergibt

$$Q'' - q_{r+1} = Q_{r+1} - \alpha_1 N_1$$

oder

$$P_{r+1} + Q'' - q_{r+1} = P_{r+1} + Q_{r+1} - \alpha_1 N_1.$$

Setzt man für
$$Q_{r+1} = Q_r - P_{r+1}$$
$$\alpha_1 N_1 = \alpha_r \sum_0^r \pi,$$
so ist
$$P_{r+1} + Q'' - q_{r+1} = Q_r - \alpha_1 \sum_0^r \pi.$$

Setzen wir diese Resultate in Gleichung (15) ein, so erhalten wir

$$\pi_{r+1} = \frac{H_r^2 (3 H_{r+1} - H_r)}{2 H_{r+1}^3} \pi_r + \frac{2 D (3 H_r H_{r+1} + h^2)}{2 H_{r+1}^3} \cdot \sum_0^r \pi - \frac{3 D (H_r + H_{r+1})}{2 H_{r+1}^3} M_{r+1} + \frac{D^2 (2 H_r + H_{r+1})}{2 H_{r+1}^3} Q_r \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (16)$$

als Schlußformel für die in Abb. 172 dargestellte Trägerform.

Diese Formel ist zwar unter der Bedingung abgeleitet, daß $J' = 0$ ist, aber sie gilt mit hinreichender Genauigkeit auch für alle beliebigen Beziehungen zwischen J' und J''. Häufig genügt es sogar, die Gleichung (16) in einer noch weiter vereinfachten Gestalt anzuwenden. Ist nämlich h im Verhältnis zu H und D hinreichend klein, so kann man die rechte Seite der Gleichung (15) vernachlässigen.

Führt man ferner in die Rechnung folgende Werte für die Mitte zwischen zwei Knotenpunkten ein

$$H_{r+1} - \frac{1}{2} \alpha_r D = H_r^{r+1}$$
$$M_{r+1} - \frac{1}{2} Q_r D = M_r^{r+1},$$

so ist
$$\pi_{r+1} = \frac{H_r^2 (3 H_{r+1} - H_r)}{2 H_{r+1}^3} \cdot \pi_r + \frac{3 D H_r^{r+1}}{H_{r+1}^2} \cdot \sum_0^r \pi - \frac{3 D}{H_{r+1}^2} \cdot M_r^{r+1} \quad (17)$$

Diese verhältnismäßig sehr einfache Formel genügt für die meisten der in der Praxis vorkommenden Fälle.

γ) Fachwerkträger.

Für größere Spannweiten sind, ebenso wie im Brückenbau, wiederholt Dreieckfachwerkbinder zur Ausführung gelangt, die wie eiserne Fachwerke zu behandeln sind. Es ist jedoch klar, daß die infolge der starren Knoten entstehenden Nebenspannungen sehr bedeutend sein müssen, die bei größeren Spannweiten nicht mehr vernachlässigt werden können und daher die zu wählenden Abmessungen wesentlich beeinflussen. Die Gründe hierfür liegen darin, daß die Querschnitte und Trägheitsmomente der Fachwerkstäbe verhältnismäßig groß sind und das Material gegen Zusatzzugspannungen sehr empfindlich ist. Da die Annahme starrer Knotenverbindungen eine außerordentliche Vermehrung der Rechenarbeit herbeiführt, wird man in der Regel hiervon absehen und die dadurch bedingten Fehler, welche 15 bis 30 vH. übersteigen können, durch die Wahl niedrigerer Spannungen ausgleichen müssen. In konstruktiver Hinsicht bietet die sachgemäße Ausbildung der Knoten gewisse Schwierigkeiten, denen durch besondere Sorgfalt bei der Anordnung der Zugeisen zu begegnen sein wird. Als Grundsatz kann gelten, daß auf den Gleitwiderstand des eingebetteten Eisens behufs Übertragung der Zugkräfte nicht zu rechnen und durch mechanische Mittel, wie Umbiegen der Eisen, Einhaken in Querstäbe oder Einbettung von besonderen Ankerplatten vorzusorgen ist Diese Mittel reichen aber nur für kleinere Kräfte aus, wodurch der Spannweite und Belastung von Fachwerkdächern aus Eisenbeton enge Grenzen gezogen sind.

Hierzu tritt als wesentlich erschwerend die umständliche und kostspielige Ausführung, so daß ein Wettbewerb mit zweckmäßigeren Konstruktionen nur unter be-

sonderen Verhältnissen möglich ist, wie sie z. B. durch die Anforderungen an eine feuersichere oder aus Beleuchtungs- und Belastungsrücksichten gewählte Fachwerkkonstruktion gegeben sind. Gewisse Vorteile werden sich jedoch dann erzielen lassen, wenn eine leichte steife Eisenkonstruktion in Beton eingebettet wird, der im wesentlichen die Druckkräfte aufnimmt, während die Knotenverbindungen durch Vernietung ausgebildet werden.

Diese Ausführung bietet für die Übertragung der Zugkräfte größere Sicherheit, erfordert aber mehr Eisen und eine fast gleiche Umständlichkeit der Einschalung wie reine Eisenbetonfachwerke. In einigen Fällen sind aus Feuersicherheitsgründen normal ausgebildete Eisenbinder ausgeführt worden, deren Fachwerkstäbe mit Beton umhüllt sind, ohne auf dessen Tragfähigkeit zu rechnen; in diesem Falle ist eine besondere Verschalung entbehrlich, da der Zementmörtel auf einem Drahtnetz oder auf einem Streckmetallgewebe aufgetragen werden kann, wie dies bei angehängten Decken, Säulenummantelungen usw. üblich ist.

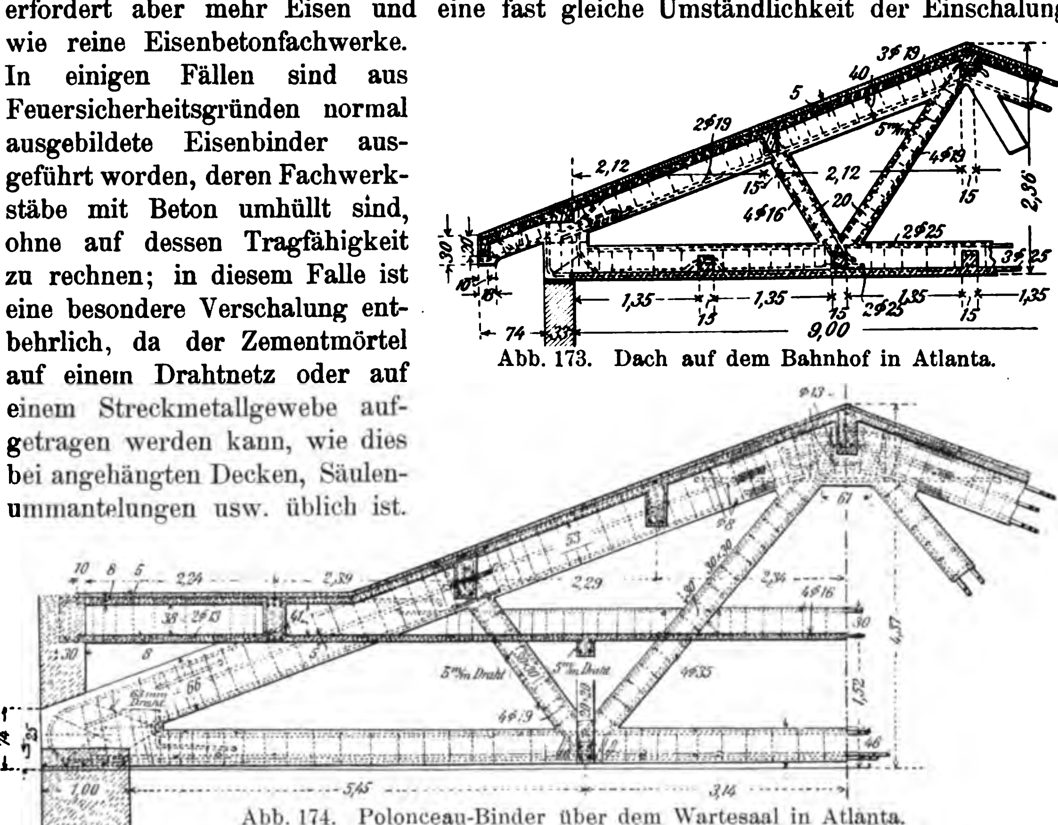


Abb. 173. Dach auf dem Bahnhof in Atlanta.

Abb. 174. Polonceau-Binder über dem Wartesaal in Atlanta.

Dreieckfachwerkbinder aus Eisenbeton sind wiederholt in Nordamerika ausgeführt. In dem vorgenannten Bahnhof in Atlanta[1]) (vergl. Abb. 148) überspannen 5 Dreieckbinder von 9 m Lichtweite einen 21 m langen Raum; ihre Abstände betragen 4,2 m. Die Ansicht der Binder zeigt Abb. 173. Der Wartesaal des Bahnhofs wird von 5 Polonceau-Eisenbetonbindern überdeckt, die bei 17,18 m Lichtweite 6 m auseinander liegen; 1,52 m über dem geraden Untergurt liegt, von Längsbalken unterstützt, eine 5 cm dicke Deckenplatte, unter welcher das Fachwerk sichtbar ist. Die Pfetten liegen 2,29 m auseinander (Abb. 174).

Unter den wenigen auf dem europäischen Kontinent ausgeführten Dreieckfachwerkbindern sind die über der katholischen Garnisonkirche in Kiel (Ausführung 1908 durch Weirich u. Reinken) hinsichtlich ihrer Spannweite bemerkenswert.[2]) Bei einer Länge von 33,1 m, einer Querschiffausdehnung von 15,49 m und einer Mittelschiffbreite von 15,19 m besitzt die Kirche eine überbaute Fläche von

[1]) Eng. News, Bd. 55, S. 403.

[2]) Deutsche Bauztg. 1908, Mitteilungen über Zement, Nr. 21; ferner Handbuch für Eisenbetonbau IV. Band, 2. Teil, 2. Liefg., S. 429.

670 m². Sämtliche Dächer, einschließlich des Turmes sind in Eisenbeton ausgeführt. Die Dachhaut ist mit nur 6,5 cm Stärke bemessen. Die Konstruktion wird durch ein untermauertes Gewölbe verdeckt. Das Haupttragwerk des Daches bilden zwei Diagonalbinder von 22 m Stützweite (Abb. 20 u. 21 in Handbuch IV. 2. 2., S. 429). Der Winddruck wurde mit 150 kg/m² senkrecht getroffener Dachfläche angenommen, was auf 1 m² Grundriß 175 kg ergab. Nach Berechnung der auf die Knotenpunkte fallenden Lasten und der Auflagerdrücke wurden die Stabkräfte in der üblichen Weise graphisch ermittelt. Hierauf wurden die aus der Dachhautbelastung entstehenden Biegungsmomente des Obergurtes unter der Annahme teilweiser Einspannung ermittelt. In O_1, dessen Axialkraft $= 54600$ kg, wirkt $M = 608000$ kgcm. Die Abmessungen und Eiseneinlagen der Querschnitte sind aus den Abb. 175 bis 180 ersichtlich. Die Druckbeanspruchung des Betons in O_1 ist $\sigma_b = 22{,}7 + 15{,}1 = 37{,}8$ kg/cm², die Zugspannung des Eisens $\sigma_e = 800$; der Gesamtzug, den das Eisen bei der Biegung aufnehmen kann, ist bei $f_e = 5$ R.-E. 20 mm $= 15{,}7$ cm², $Z = 15{,}7 \cdot 800 = 12\,550$ kg. Die Abmessungen aller Obergurtstäbe sind gleich. Der Untergurt U_1 erhält eine Zugkraft von 43 000 kg, die von 6 R.-E. 30 mm $= 42{,}36$ cm² aufgenommen wird; die Eisenzugspannung beträgt mithin $\sigma_e = \frac{43\,000}{42{,}36} = 1020$ kg/cm². Für die Aufnahme der Scher- und Haftspannungen ist ein Teil der Zugeisen aufgebogen, die durchwegs durch 7 mm-Bügel verbunden sind. Das Zugband wurde mit 2,2 m Steigung über das darunter befindliche Mauergewölbe geführt.

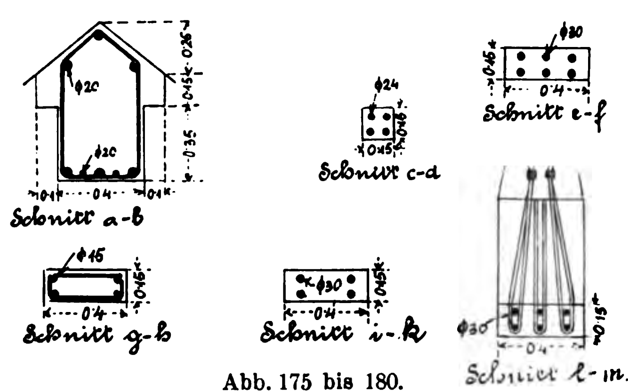


Abb. 175 bis 180.
Querschnitte der Fachwerkstäbe: Obergurt *a—b*, Diagonale *c—d*, ansteigender Untergurt *e—f*, Normale *g—h*, wagerechter Untergurt *i—k* und der mittlere Untergurtknoten *l—m*.

Beim Neubau des Bürgerspitals in Straßburg i. E. sind mehrere bemerkenswerte Fachwerkbinder durch Dyckerhoff u. Widmann zur Ausführung gelangt. Die Kochküche des genannten Baues ist durch drei Fachwerkträger von 13 m Spannweite (Abb. 181) überdeckt; die Wandstäbe bestehen aus 2 Vertikalen, 2 Normalen und 2 sich kreuzenden Mitteldiagonalen; die Längsversteifung erfolgt durch 4 Pfetten, die in den Firstknoten und an den Obergurten aufliegen. An den Bindern erscheint eine massive, wölbförmige Decke angehängt. 3 Binder ähnlicher Konstruktion (Abb. 182) überspannen die Waschküche; sie besitzen 16 m Stützweite und sind durch 6 Längspfetten, die an den Enden des Gebäudes auf den Giebelmauern aufruhen, verbunden; die Untergurte sind der Wölbdecke entsprechend gekrümmt.

Das Dach der Hartsteinwerke in Ritterhude bei Bremen[1]) ist ganz in Eisenbeton auf Fachwerkträgern hergestellt, oben glatt gestrichen und mit einem Anstrich von heißem Teer- und Goudrongemisch versehen, um es vollständig wasserdicht zu gestalten. Die Dachbinder über dem Maschinenhaus, Pressenraum und Härtesteinraum wurden kontinuierlich konstruiert, und es betragen die Lichtweiten im Pressenraum 14,20 m, im Härtesteinraum 7 m, im Maschinenhaus 5,50 m. Bei der

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft VI, S. 142.



Abb. 181. Dachbinder beim Bürgerspital in Straßburg. Kochküche.

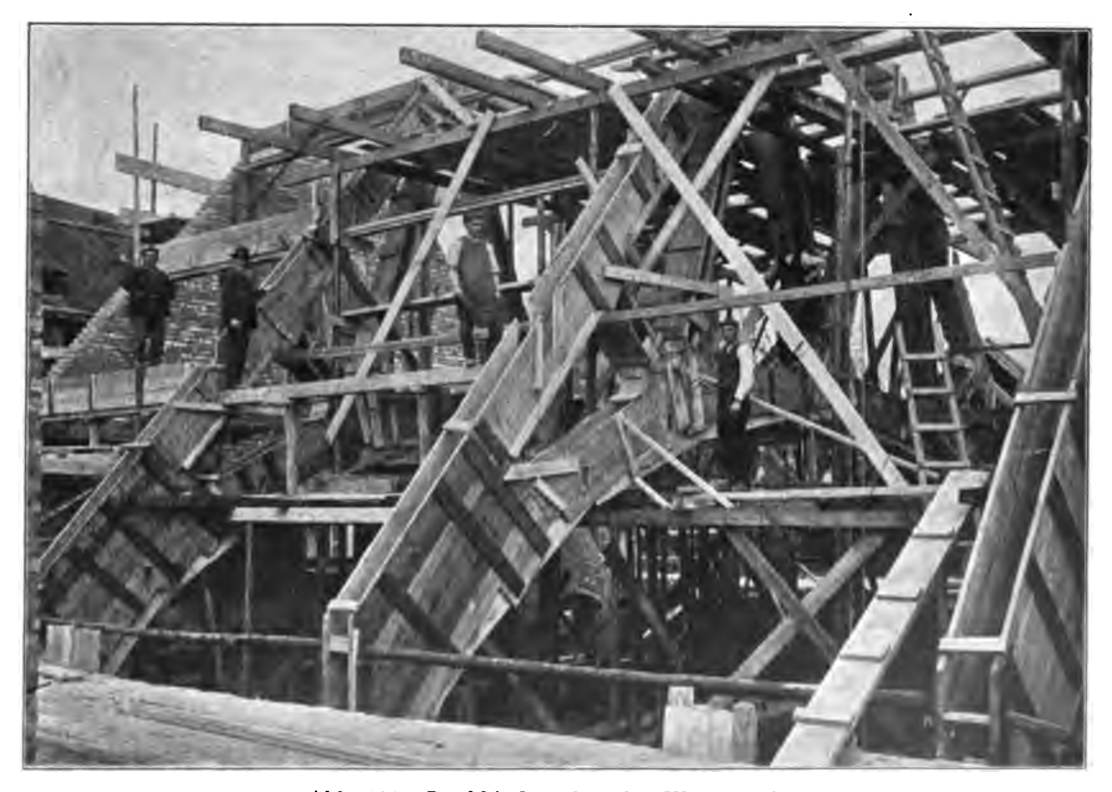


Abb. 182. Dachbinder über der Waschküche.

Berechnungsweise hat der Projektverfasser, Ingenieur Schellenberger, den Balken als Gelenkträger in allen Feldern angesehen, mit starrer Lagerung gleich Einspannung auf der Mittelstütze(?). Die Fachwerkbalken liegen in Abständen von 3,75 m. Ihre Bauart ist aus der Abb. 183, die Innenansicht des überdeckten Raumes aus Abb. 184 zu ersehen.

Das von Gebr. Huber in Breslau hergestellte Gebäude der Schlesischen A.-G. für Portlandzementfabrikation in Groschowitz[1]) ist dreischiffig; die beiden Seitenschiffe sind 14,14 m breit, das Mittelschiff 4,9 m. Zwischen den Fachwerkbindern (Abb. 185) sind Plattenbalken eingespannt, deren Platten zugleich die Dachdeckung bilden. Die Binder haben, um Temperaturspannungen zu vermeiden, auf der Außenwand Rollenlager erhalten.

Für einen Fachwerkbinder in Halbparabelform bietet der Wettbewerbentwurf „Aufgehende Sonne" von H. Rek in Stuttgart für die Luftschiffbauhalle Zeppelins ein bemerkenswertes Beispiel (Abb. 186) Die Hallenkonstruktion ist aus Bindern gebildet, die aus im Erdboden eingespannten, 3,5 m breiten lotrechten Eisenbetonstützen im Lichtabstande von 43 m und im Längsabstande von 8 m bestehen, auf denen die volle Lichtweite überspannende Fachwerkbalken mit geradem Untergurt und gekrümmtem Obergurt frei aufgelagert sind. Die Balken sind durch Längsträger, die Rippen durch die Hallenwände ausgesteift; Träger und



Abb. 185. Portlandzementfabrik in Groschowitz.

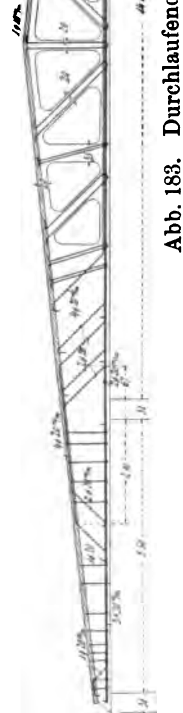


Abb. 183. Durchlaufender Fachwerkträger.



Abb. 184. Fachwerkdach der Hartsteinwerke in Ritterhude.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft XII, S. 320.

Stützen haben 80 cm Breite, erstere in der Mitte 8 m Höhe. Mit dieser Konstruktion lassen sich jedoch Vorteile in der Anpassung an das Mindestprofil des Raumes gegenüber den Bogenkonstruktionen nicht erreichen, während der Materialverbrauch in Anbetracht des Momentes von 2920 tm in Trägermitte ebenfalls sehr groß ist.[1])

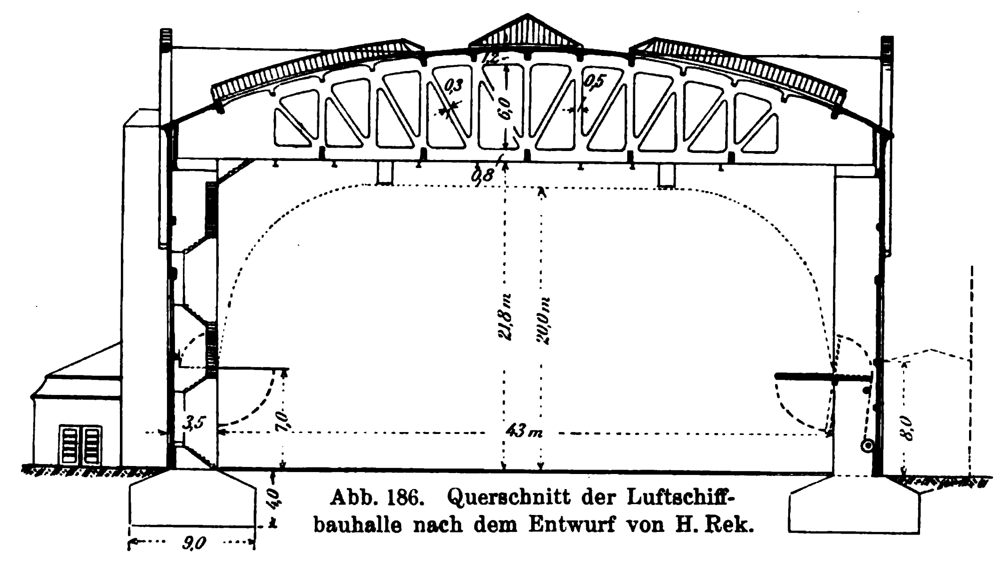


Abb. 186. Querschnitt der Luftschiffbauhalle nach dem Entwurf von H. Rek.

Daß Gitterträger aus Eisenbeton in dem Eisenbau völlig ähnlichen Formen zur Ausführung gelangen, zeigt ein Binder im neuen Theater in Kopenhagen. Derselbe besitzt eine Spannweite von 15,398 m und dient an der der Bühne zugewendeten Seite als Unterstützung für den Fußboden des Malersaales. Der Obergurt ist daher gerade, während der Untergurt der angehängten Decke entsprechend gekrümmt ist. Die Konstruktion ist aus Abb. 6, Tafel XIV in Beton u. Eisen 1909, Heft VI zu ersehen (siehe auch Handbuch IV, 2, 2, S. 444 und 445).

δ) Besondere Konstruktionen.

1. Fertige Dachplatten aus Eisenbeton.

Das Einstampfen der Bedachungsflächen erfolgt fast ausschließlich gleichzeitig mit der Herstellung der Dachbalken, worin die Vorteile der unbedingt sicheren Verbindung der Dachhaut mit dem Gebälke liegen; besonders vorteilhaft erscheint diese Bauweise dort, wo es sich um große ununterbrochene Dachflächen handelt. Doch wird vielfach die Ansicht vertreten, daß es wirtschaftlicher sei, die Dachbedeckung gesondert herzustellen und in geeigneter Weise mit dem Gebälk zu verbinden. So stellten die Erbauer des der Chittenden Power Co. gehörigen Gebäudes in North-Rutland,[2]) V. St. A., in hölzernen Formen 2,9 m lange, 1,20 m breite und 9 cm starke Platten her. In die auf einer ebenen Fläche aufgestellten hölzernen Formen wurde zunächst eine 12,5 mm starke Lage aus reinem Zementmörtel eingestampft. Hierauf wurde eine Tafel Streckmetall so gelegt, daß ihre Ränder allerseits 5 cm über die Ränder der Form hinausragten. Aus diesem Grunde bestanden die Formen aus zwei aufeinanderpassenden, rechteckigen Rahmen, deren oberer erst nach Einlage des Streckmetalls aufgesetzt wurde. Hierauf wurde Beton 1 : 2 : 3 aufgeschüttet und fest eingestampft. Die Plattenoberfläche wurde mit

[1]) Deutsche Bauztg. 1909, Mitteilungen über Zement S. 22.
[2]) Zement und Beton 1906, S. 121.

der Kelle glatt gestrichen und nach achttägiger Erhärtung wurden die fertigen Dachplatten aus den Formen genommen und an die Verwendungsstelle gebracht. Die Art der Befestigung der Dachplatten an den Dachbalken untereinander ist bei eisernem Tragwerk so, daß 13 mm starke Drahtstifte zwischen dem die Sparren bildenden Winkeleisen festgeklemmt, das untere Ende um den einen Winkelflansch herumgebogen, das obere durch die übereinandergelegten, aus dem Beton herausstehenden Maschen des Streckmetalls gesteckt und oben rechtwinklig umgebogen werden. Der zwischen zwei Platten freibleibende Raum wird mit Beton ausgefüllt. Die Längsfuge zweier aneinanderstoßender Platten wird mit reinem Zement verstrichen.

Der Gedanke, Gebäude und insbesondere Dächer aus Eisenbeton aus einzelnen vorher fertiggestellten Teilen zusammenzusetzen, ist wiederholt auch in Europa zur Anwendung gelangt. Die Berliner Gesellschaft für Monierbau hat sich von der Einschränkung des Betonierens bei schlechtem Wetter dadurch zu befreien gesucht, indem sie, wie oben beschrieben, die Dachplatten aus vorher gestampften Platten zusammensetzte. Die Abb. 187 zeigt ein Beispiel für dieses Verfahren, das bei einer Kirche in Dresden angewandt ist. Die rechteckigen Platten werden mit ihren kurzen Seiten auf Eisenpfetten gelegt. Die Einlage der Platten, welche in der Mitte fischbauchförmig verdickt oder mit Rippen an den Enden versehen sind, besteht aus kreuzweise angeordneten Stäben.

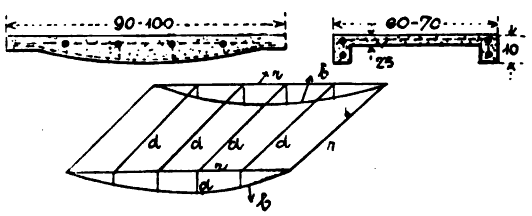


Abb. 187. Dachplatten.



Abb. 188. Hoffmanns Stärkefabriken in Salzuflen.

Von der Zementbau-Aktiengesellschaft in Hannover sind eine Reihe von Dächern, hauptsächlich auf eisernen Tragwerken und unter Benutzung von Steg-Zementdielen in ähnlicher Weise wie Zwischendecken ausgeführt worden. Als Beispiele seien die Dächer auf Zeche Bruchstraße, die Bahnsteighalle in Potsdam und die Hoffmanns Stärkefabriken-A.-G. in Salzuflen (letztere 3000 m² Fläche, Abb. 188) angeführt.

2. Fertige Dachbalken.

Die Benutzung der Visintini- und Siegwartbalken zur Herstellung von Decken und flachen Dächern ist so häufig, daß an dieser Stelle auf die Beschreibung der Zwischendecken verwiesen werden kann (Handbuch IV. 1. 1., S. 191 u. f.). Ein schönes Beispiel geben die Abb. 189 bis 192.[1])

Eine interessante Anwendung fertiger Eisenbetonträger, die außerhalb der bekannten Systeme stehen und nur nach den Erfordernissen des Bauwerks geformt und bewehrt wurden, fand bei der Errichtung der neuen Retortenhäuser der Edison Portland Cement Co. in New Village, N. J. statt.[2]) Diese Gebäude wurden aus

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft X, S. 251.
[2]) Eng. News, Band 58, S. 6 u. f.

vorher am Boden gegossenen Säulen, Dachunterzügen, Querbalken und Dachplatten zusammengesetzt, so wie dies bei Holzkonstruktionen üblich ist (Abb. 193 bis 195). Die Säulenlänge beträgt 8,84 m, der Querschnitt 40 · 40 cm. Der Kopf ist zur Auflagerung der Dachbalken mit 4 Konsolen von 91 bezw. 30 cm Auskragung ausgestattet, während der stumpfe Fuß in einen Betonblock eingebettet ist. Die Eiseneinlage besteht aus 4 Längseisen von 19 mm Dicke, die mit 9 mm starken Bügeln verbunden sind. Die Dachunterzüge sind 15,24 m lang, 30,5 cm breit und 61 bis 106 cm hoch. Die Zugarmierung besteht aus 12 Ransome-Stäben von 19 mm Stärke und 6 weiteren in Balkenmitte und in der Druckzone eingebetteten Stäben von 13 mm Dicke. In ähnlicher Weise sind die 3,35 m langen und 61 cm hohen Querträger gebaut. Die 10 cm dicken Dachplatten bilden Rechtecke 3,65 · 1,90 m und sind mit je 15 Längseisen und 4 Quereisen von 13 mm Stärke bewehrt.

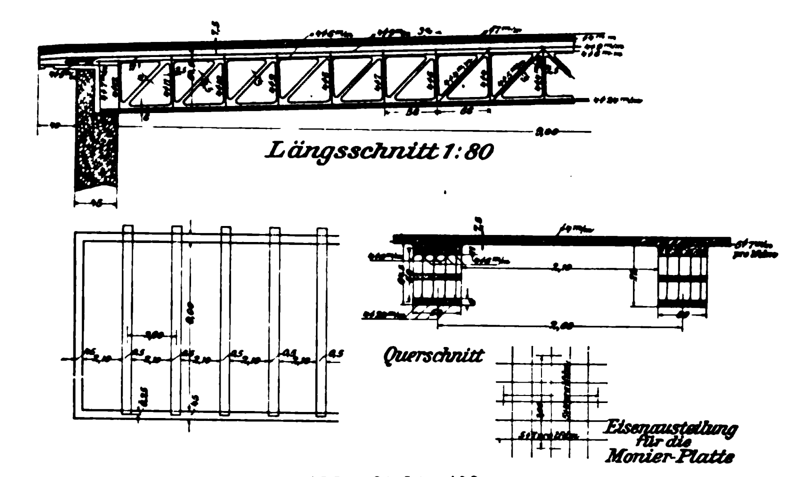


Abb. 189 bis 192.
Dach aus Visintinibalken mit verbindender Betonplatte.

Bei der Aufstellung ging man in der Weise vor, daß man zunächst die Stützenfüße in die vorschriftsmäßige Lage brachte, worauf diese mit 5 cm allseitigem Spielraum versetzt und die Lufträume ausgegossen wurden. Zur Befestigung der Hauptbalkenlage auf dem Säulenkopfe zeigte sich eine 5 cm starke Lage 1:3 Zementmörtel als genügend, während die kleinen Längsbalken nur mit Flacheisenwinkeln am Hauptträger befestigt wurden. Nachdem nahezu alle

Abb. 193 bis 195. Fertige Tragbalken aus Eisenbeton.

Hauptträger verlegt waren, wurden die Platten herangeschafft, aufgelegt und die Fugen sodann mit Zement geebnet. Von einer besonderen Dachhaut wurde abgesehen. Das Formen der Betonkörper geschah auf einer Lage von gut verstampfter Schlacke mit Papierdecken. Mit Papier wurden auch die einzelnen Teile in den Formen voneinander getrennt. Von verschiedenen Verfahren, um die leichte Loslösung des Papiers vom Körper zu bezwecken, hat sich das Seifen des Papiers als das wirksamste erwiesen.

3. Eisenbetondachhaut auf eisernem Tragwerk.

In Anbetracht der Wichtigkeit einer dauerhaften und unzerstörbaren Dachhaut ist man in den letzten Jahren immer häufiger dahin gelangt, den Eisenbeton als Abschluß des Daches auch auf eisernen Tragwerken (Fachwerkbindern und eisernen Pfetten) zur Anwendung zu bringen. Bei den großen Summen, die jährlich für die Eindeckung industrieller Anlagen, von Bahnhofshallen u. dergl. angelegt werden müssen, ist eine kurze Darlegung der hier in Betracht kommenden Konstruktionen am Platze.

Dachhäute aus Eisenbeton auf eisernen Tragwerken gelangen in erster Linie dort zur Ausführung, wo die übliche Holzschalung und Holzlattung mit Schiefer- oder Ziegelbedeckung mit Rücksicht auf die Erhaltung und auf das Aussehen unzweckmäßig oder wo bei Würdigung der Vorteile des Eisenbetons die Herstellung des Tragwerks aus dem gleichen Stoff in Anbetracht zu großer Spannweiten (über 25 m) gegenüber einer Eisenkonstruktion wirtschaftlich im Nachteil ist.

Um das Gewicht der Dacheindeckung und damit das der eisernen Tragkonstruktion in mäßigen Grenzen zu halten, geht man mit der Plattenstärke nicht gern über 50 bis höchstens 60 mm hinaus. Ergibt sich ein größerer Wert, so stehen zwei Wege zur Verringerung der Dicke zur Verfügung.

Zunächst kann man die Platte nach Abb. 196 mittels Vouten an die Pfetten anschließen, um dadurch eine teilweise Einspannung derselben und damit eine Verringerung des Moments M in der Mitte zu erzielen. Wie hoch der Grad dieser Einspannung ist, läßt sich naturgemäß schwer ermitteln. Jedenfalls sollte man, wenn eine vollkommene Einspannung, also das Moment

$$M = \frac{Qa}{24}$$

in die Rechnung eingeführt wird, mit der Beanspruchung des Betons und der Eiseneinlagen nicht bis an die höchst zulässige Grenze gehen; mit Rücksicht auf eine örtliche Mehrbelastung (z. B. durch Arbeiter und deren Geräte) ist es bei Annahme einer vollkommenen Einspannung vorzuziehen, die in der Tabelle enthaltenen Werte um 10 bis 15 vH. zu erniedrigen.

Abb. 196. Dachplatte mit Vouten.

Der voutenförmige Anschluß bedingt ein nicht unbeträchtliches Mehrgewicht der Betonplatte und damit der eisernen Unterkonstruktion, und da auch seine Ausführung ein Mehr an Kosten gegenüber der in Abb. 197 dargestellten Anordnung bedingt, so zieht man in den weitaus meisten Fällen den zweiten Weg zur Erzielung einer kleinen Plattenstärke vor, nämlich die Verringerung des wagerechten Pfettenabstandes. Da man indessen aus wirtschaftlichen

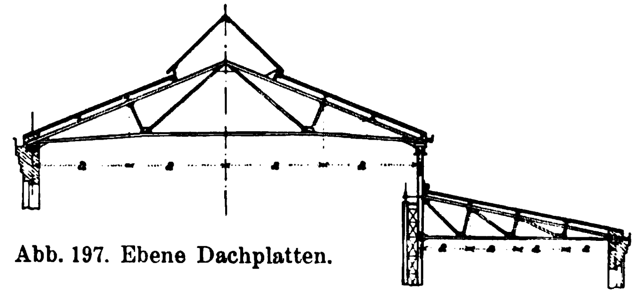


Abb. 197. Ebene Dachplatten.

Gründen mit der Binderfachweite a (Abb. 197) nicht gern unter 2 bis 2,5 m geht, so läßt sich eine engere Pfettenteilung nur durch Anordnung von Pfetten zwischen den Knotenpunkten des Obergurts (Abb. 197 links und 198) erreichen. Hand in Hand hiermit geht dann eine zusätzliche Beanspruchung dieses Obergurts auf Biegung, die im Verein mit der größeren Pfettenanzahl den Gesamteisenbedarf vergrößert. Durch die Wahl günstiger Obergurtprofile läßt sich zwar dieser Mehrbedarf an Eisen auf ein Kleinstmaß beschränken; immerhin hat er nicht wenig dazu beigetragen, der in Abb. 198 dargestellten Binderanordnung mit stetig nach dem Kreisbogen gekrümmtem Obergurt eine besonders in den letzten Jahren immer weitere Verbreitung zu verschaffen. Erleidet nämlich hier irgend ein Obergurtstab (Abb. 199) durch die in seiner Mitte angreifende Pfettenlast P das positive Moment

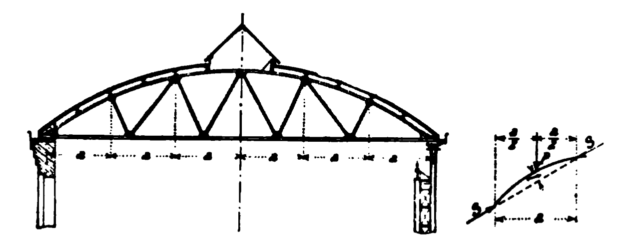


Abb. 198. Dachplatten auf Zwischenpfetten. Abb. 199.

$$\mathfrak{M}_1 = + \frac{Pa}{4},$$

so erleidet er gleichzeitig infolge seiner Krümmung durch die Stabkraft S das negative Moment

$$\mathfrak{M}_2 = - Sf,$$

wo f die Pfeilhöhe der Krümmung ist; und es ist leicht ersichtlich, daß die Summe $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2$ bei passender Wahl der Knotenpunkte nur einen kleinen Wert annehmen wird. Geht der gekrümmte Obergurt über alle Knotenpunkte ununterbrochen durch, so genügt es zudem, nur das 0,8fache des eben berechneten Wertes $\mathfrak{M}$ bei der Bestimmung der Querschnittsabmessungen einzuführen.[1])

Die vermehrte Anzahl der Pfetten bedingt rechnerisch für diese sehr niedrige Profile (in der Regel I Nr. 10 bis 12), da wegen der großen Steifigkeit der Dachhaut nur die zur Dachfläche normale Lastkomponente zur Wirkung gelangt. Würde man diese niedrigen Träger von Binder zu Binder frei auflagern, so erleiden sie bei den üblichen Binderentfernungen von 4 bis 5 m Durchbiegungen, die beträchtlich über die gewöhnliche Grenze von $\frac{1}{600}$ der Spannweite hinausgehen und die im Verein mit den Bewegungen der Binder leicht zur Rissebildung im Beton führen; treten dann noch Mängel in den Abmessungen oder in der Ausführung der Monierdecke selbst hinzu, so sind alle Bedingungen zu einem Mißerfolg gegeben. Bei der Bemessung der Pfettenstärke ist deshalb einerseits darauf zu achten, daß das Pfettenträgheitsmoment in cm⁴

$$J \gtreqless 36{,}3\, Ql^2\,,$$

wenn Q die gleichmäßig verteilte Belastung in t und l die Freilänge in m bezeichnet. Anderseits hat bei solchen Dächern als Regel zu gelten, die Pfetten mit freiliegenden Gelenken als Gerberträger auszubilden, um ihre Durchbiegung und damit die Bewegungen der Dachhaut möglichst gering zu halten. Diese Gelenke dienen dann gleichzeitig dazu, etwa erforderlich werdende Ausgleichstellen für die Wärmeschwankungen zu schaffen. Im allgemeinen liegen aber die Pfetten durch die Monierdecke gegen den unmittelbaren

[1]) Genaue Bestimmung der Momente bei Fachwerkträgern mit gekrümmtem Obergurt in der Zeitschrift für Bauwesen 1891: Über einige Aufgaben der Statik, welche auf Gleichungen der Clapeyronschen Art führen, von Müller-Breslau. Für Dachbinder hat sich die oben angeführte Näherungsrechnung in allen Fällen der praktischen Anwendung als hinreichend genau erwiesen.

Einfluß der Kälte und Wärme so hinreichend geschützt, daß selbst in Gebäuden bis 30 m Länge solche Ausgleichstellen weggelassen sind, ohne daß sich üble Erfahrungen ergeben hätten. Immerhin dürfte es zu empfehlen sein, bei größeren Gebäudelängen in Abständen von etwa 25 m bewegliche Gelenkanschlüsse der Pfetten und daher auch Fugen im Beton anzuordnen, deren Überdeckung nach einem ausgeführten Beispiel in Abb. 29 dargestellt ist.

Der Querschnitt der Eiseneinlagen wird am besten rund mit 5 bis 7 mm Durchmesser gewählt. Senkrecht zu diesen von Pfette zu Pfette laufenden Hauptstäben sollen (parallel der Firstlinie) Nebenstäbe von 5 mm Durchmesser in 8 bis 10 cm Abstand voneinander eingelegt werden, einmal zur besseren Verteilung etwa wirkender Einzellasten, vor allem aber, um Längsrisse in der Betonplatte möglichst zu verhindern. Beide Zwecke würden noch besser erreicht, wenn beide Eiseneinlagen in gleicher Stärke unter einem Winkel von 45° bis 60° gegen die Längsachse der Pfetten angeordnet werden; beide Lagen wirken dann als eigentliche Tragstäbe ähnlich dem Netzwerk mehrteiliger Fachwerke. Die Mittellinie der Eisenstäbe, die selbstverständlich immer an der Zugseite der Platte liegen müssen, soll wenigstens 1 cm von der Betonunterkante entfernt sein.

Die Anordnung der Dächer geht in ihrer Gesamtheit aus den Abb. 196 bis 198 hervor. Bei gemauerten Umfassungswänden läßt man die Traufpfette meist fehlen (Abb. 197 u. 198 links); die Firstpfette kann ein- oder zweiteilig hergestellt werden.

Da es sich infolge der Temperaturänderungen und der Schräglage der Pfetten nicht vermeiden läßt, daß die Eisenbetonplatte parallel der Dachfläche etwas schiebt, so ist auf eine gute Befestigung der Pfetten auf dem Binderobergurt mittels vorgelegter Winkeleisenstücke Wert zu legen; unter Umständen muß die Trauf- bezw. Firstpfette mit auch parallel der Dachfläche biegungsfesten Querschnitten (z. B. ⅃⅂L, ⅃, ⅃⌐) ausgebildet werden.

Zur Verminderung der Belastung der eisernen Binder werden die Dachplatten sehr häufig aus Bimsbeton oder anderem aus leichten Gesteinsarten bestehenden Beton hergestellt. Die Gewichte und zulässigen Beanspruchungen bei verschiedenen Mischungen sind aus der Tabelle (nach Gensen) ersichtlich.

Betonmischung			Gewicht	Zulässige Beanspruchung des Betons	Eigengewicht der Betonplatte in kg für 1 m² bei einer Stärke von			
Zement	Kiessand	Bimssand	kg/m³	kg/cm²	45 mm	50 mm	55 mm	60 mm
1	1	3	1500	10	70	75	85	90
1	1,5	2,5	1600	15	70	80	90	95
1	2	2	1700	20	80	85	95	100
1	2,5	1,5	1800	25	80	90	100	110
1	3	1	1900	30	85	95	105	115
1	4	0	2000	35	90	100	110	120

Häufig wird für bestehende Eisenkonstruktionen der Ersatz der vorhandenen Holz- oder Wellblechhaut durch eine Eisenbetondecke gefordert. Bei Wellblech kann eine Auffüllung mit leichtem Beton (Abb. 200) stattfinden. Vorhandene Pfetten lassen sich leicht umstampfen und mit einer Voutenplatte verbinden (Abb. 201). Allenfalls werden sowohl die Pfetten als auch der Windverband entfernt, die Platten auf die Obergurte


Abb. 200. Wellblech mit Betonfüllung.

der Fachwerkbinder aufgestampft und diese von Knotenpunkt zu Knotenpunkt als Zuggurtung herangezogen. Hierbei empfiehlt es sich aus praktischen Gründen, nur die oberen Flanschen der Obergurte einzustampfen (Abb. 202). Bei größerem Binder-

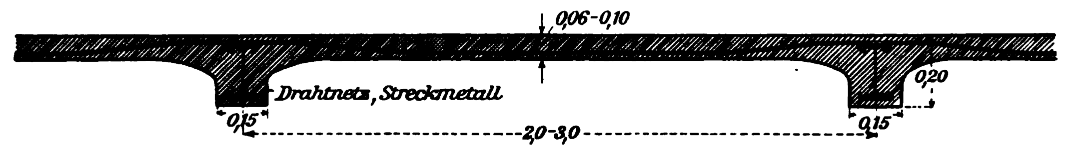


Abb. 201. Eisenbetonhaut zwischen eisernen Pfetten.

abstand wird ein derartiger Entwurf daran scheitern, daß die Binder die Mehrbelastung infolge der Änderung nicht tragen. Durch Abminderung des Betongewichts mittels Bimskies u. dergl. kann in solchen Fällen unter Umständen die Möglichkeit der Rekonstruktion geschaffen werden.

Schließlich sei noch, wie oben bereits angedeutet, darauf hingewiesen, daß bei eisernen Tragwerken mit massiver Dachhaut besondere Windverbände in der Ebene

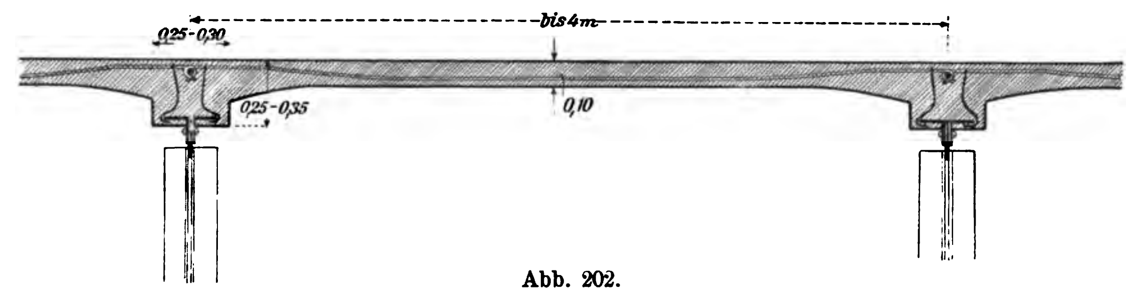


Abb. 202.
Dachplatte auf den Obergurten eiserner Binder.

des Daches entbehrlich sind, da die starre Eisenbetonplatte eine völlig genügende und allseitige Versteifung der Pfetten und Binder gewährleistet, sofern diese beiden ausreichend verbunden werden.

Anhang.

Weitere Beschreibungen ausgeführter Balkendächer im Handbuch für Eisenbetonbau.

IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 103 u. 104: Getreidelagerhaus in Danzig-Neufahrwasser.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 204, Abb. 27: Fabrikdach in Stockholm.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 205, Abb. 29: Dach des Maschinenhauses der Südholländischen Eisenbahngesellschaft.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 205, Abb. 30: Eisenbetonbinder der Hanseatischen Hartsteinwerke in Ritterhude bei Bremen (Eisenbetonfachwerk).
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S 210, Abb. 41: Sheddachkonstruktionen für Fabrikbauten der K. F. N. B. mit Oberlichtern.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 210, Abb. 42: Lokomotiv- und Wagenreparatur-Werkstätte der Außig-Teplitzer Eisenbahn.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 210, Abb. 43: Röhrenwalzwerk G. A. Scheid in Amstetten.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 211, Abb. 46: Shedbau der Schokoladenfabrik Carpentier in Clichy.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 212, Abb. 47: Shedkonstruktion der Filzschuhfabrik Gebr. Nedon, Löbau i. S.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 212, Abb. 48: Shedkonstruktion im Fabrikbau Hellenthal in Aachen.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 213, Abb. 49: Sheddach einer Lederfabrik bei Wittenberg.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 220, Abb. 72 und S. 221, Abb. 73: Gießereigebäude der Siemens u. Halske A.-G., Nonnendamm bei Berlin.

IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 252, Abb. 146: Weberei F. W. Breuer, Reichenau.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 253, Abb. 149: Sheds der Weberei F. W. Breuer, Reichenau.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 255 und 256, Abb. 152 bis 154: Sägeförmiges Sheddach der Weberei G. Münch u. Co., Hof (Bayern).
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 265: Teppichweberei Gebr. Schöller, Düren.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 271: Wachstuchfabrik J. H. Benecke-Vinnhorst.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 276: Sägeförmiges Sheddach der Schuhfabrik Nedon, Löbau i. S.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 285: Geschäftshaus für die Firma B. G. Teubner, Leipzig.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 315: Hauptzollamtsgebäude Würzburg.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 336, Abb. 303: Graf Eberhardbau, Stuttgart.
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 366, Abb. 5: Stallgebäude.
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 375, Abb. 23: Gedney-Farm. Düngerstätte.
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 429, Abb. 20 u. 21: Katholische Garnisonkirche in Kiel (Fachwerkbinder).
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 446, Abb. 56: Theater von St. Amand (Fachwerkbinder).
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 471, Abb. 106 u. 107: Konzertsaal der Kgl. ungar. Landes-Musikakademie, Budapest.
IV. Bd., 1. Teil, 1. Lief., S. 267: Geschäftshaus in Wien, Kärntnerstraße.

III. Bogendächer.

Unter dieser Bezeichnung sollen jene Dachformen zur Darstellung gelangen, deren Merkmal der Seitenschub infolge lotrechter Lasten ist. Es sind also jene Konstruktionen, die ohne Rücksicht auf ihre Form im statischen Sinne als Bogen bezeichnet werden. Zwar würden hierzu auch die steifen Rahmen gehören; ihre Behandlung hat jedoch wegen ihrer großen Bedeutung im Eisenbetondachbau und wegen einer Reihe von Sonderheiten, die sie von den Bogen- und Mansarddächern unterscheiden, in einem getrennten Abschnitt Raum gefunden.

Der geringe Aufwand an Baustoff und damit das kleine Gewicht machen die Betontragwerke mit Gewölbewirkung für Dächer in hohem Maße geeignet; dieser Grund erklärt die häufige Bevorzugung der Bogendächer und deren umfangreiche Anwendung im industriellen Hochbau. Da die Dächer in der Regel auf Umfassungswänden beträchtlicher Höhe aufruhen, ist das freie Bogendach, dessen Schub die Auflager aufnehmen müssen, selten. In der Regel handelt es sich um Tragwerke mit aufgenommener Schubwirkung, welche den Balkenkonstruktionen ähnliche Stützendrücke erzeugen. Die Bogenträger sind mit ihren Auflagern entweder fest verbunden oder auf diesen nur aufgesetzt; der letzte Fall trifft meist bei gemauerten Umfassungswänden zu. Je nach der Auflagerung und der Bauweise des Zuggurts werden die Bogen statisch verschieden zu behandeln sein; sie sind danach in Zweigelenkbogen oder in gelenklose (eingespannte) elastische Bogen zu teilen. Bogen mit Scheitelgelenk kommen selten vor, doch macht die Praxis bei kleinen Objekten nicht unberechtigt diese Annahme, ohne in der baulichen Durchführung darauf Rücksicht zu nehmen. Indessen bietet gerade der Eisenbeton durch entsprechende Zusammenführung der Eisenstäbe in das theoretische Gelenk eine hinreichende Gewähr für die Erfüllung der rechnerischen Annahmen.

Nach der äußeren Form können die Dächer mit Gewölbewirkung in glatte Bogendächer mit steifen oder schlaffen Eiseneinlagen sowie mit freiem, einbetoniertem oder keinem Zuggurt geteilt werden; wird der Tragbogen in einzelne Rippen aufgelöst, zwischen denen die Dachhaut wie bei einem Plattenbalken verspannt ist, so

entsteht das Bogenbinderdach, dessen Seitenschub häufig durch die wagerechte Decke des unter dem Dach liegenden Geschosses aufgenommen wird. Ist der Bogenbinder und damit der Dachquerschnitt polygonal gestaltet, so spricht man meist von einem Mansarddach.

α) Berechnung der glatten Bogendächer.

Die große Bedeutung, welche das freitragende gebogene Wellblechdach im Eisenbau besitzt, ist in erhöhtem Maße auf das flache glatte Bogendach aus Eisenbeton übertragen. Die maßgebenden Gesichtspunkte sind folgende:

Das Dach wirkt in seiner ganzen Breite als einheitlicher Gewölbekörper. Seine Stärke nimmt in der Regel von den Kämpfern gegen die Mitte ab. Der Seitenschub wird von wagerechten Zugorganen aufgenommen, zwischen denen die Kämpfer als horizontal belastete Balken zu betrachten sind.

Für die Ermittlung der größten Momente und des Seitenschubes genügen in der Regel vereinfachende Annahmen hinsichtlich der Belastung und bei statisch unbestimmten Tragwerken auch bezüglich der Querschnitte und Trägheitsmomente. Es wird in der Konstruktion hinreichende Sicherheit erzielt, wenn die Größtmomente für einseitige Nutzlast, die gleichförmig verteilt zu denken ist, berechnet werden.

1. Dreigelenkbogen.

Bei gegebener Lage der Gelenke und Belastung ist jene Bogenachse als die günstigste anzusehen, für welche die kleinsten Biegungsmomente entstehen. Sind diese Null, so fällt die Bogenachse mit der Drucklinie zusammen; dies ist indes nur für eine Belastungslage möglich. Denken wir uns die drei Drucklinien 1. für das Eigengewicht $G = gl$, 2. für G und die Nutzbelastung p auf einer Bogenhälfte, also $\frac{P}{2} = \frac{pl}{2}$ und 3. für G und P auf dem ganzen Bogen gezeichnet, so weichen die Kurven voneinander ab. Wählt man die durchschnittliche Drucklinie als Bogenachse, so kann diese als die günstigste Bogenform gelten. Da g und p als nahezu gleichbleibend zu betrachten sind, so ergibt sich die durchschnittliche Drucklinie und somit die beste Bogenachse als Parabel. Flache Kreisbogen weichen von der Parabelform wenig ab und können nach den Beziehungen für diese berechnet werden.

Für lotrechte Einzellasten gilt allgemein (Abb. 203)

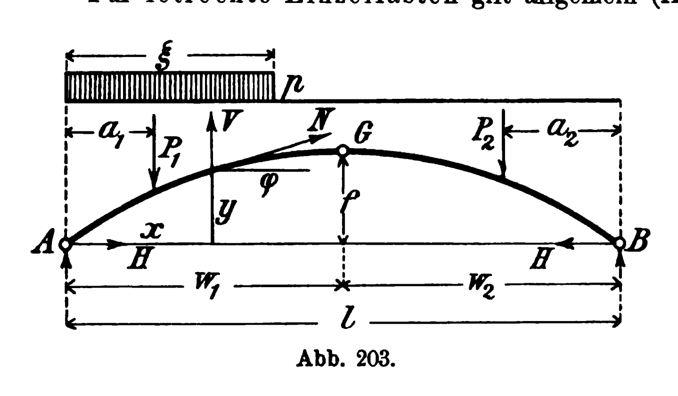


Abb. 203.

$$M = A\,x - \sum_0^x P_1\,(x - a_1) - Hy$$

oder

$$M = \mathfrak{M} - Hy.$$

Für das Gelenk G gilt

$$M^G = A\,w_1 - \sum_0^{w_1} P_1\,(w_1 - a_1) - Hf = 0.$$

Mit

$$A = \frac{\sum_0^l P_1\,(l - a_1)}{l}$$

ist

$$H = \frac{\frac{w_1}{l}\sum_0^{w_2} P_2 a_2 + \frac{w_2}{l}\sum_0^{w_1} P_1 a_1}{f} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Für eine **gleichmäßig verteilte** Last p auf die Länge ξ gilt (Abb. 203):

$$\sum_0^{w_1} P_1 a_1 = \frac{p\,\xi^2}{2} \quad \text{und bei} \quad w_1 = w_2 = \frac{l}{2}$$

$$H = \frac{p\,\xi^2}{4f}.$$

Ist $\xi = \frac{l}{2}$, so wird $H = \frac{p l^2}{16 f}$.

Ist $\xi = l$, so wird $H = \frac{p l^2}{8 f}$.

Das Moment an dem Bogenpunkte $x\,y$ ist

$$M = A\,x - \frac{p\,x^2}{2} - H\,y$$

$$= p\,\xi\left(1 - \frac{\xi}{2\,l}\right)x - \frac{p\,x^2}{2} - \frac{p\,\xi^2}{4f}\,y,$$

woraus M_{max} für $\frac{\partial M}{\partial \xi} = 0$, wenn also

$$\xi = \frac{x}{\frac{x}{l} + \frac{y}{2f}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Im **Parabelbogen** mit der Gleichung $y = \frac{4f}{l^2}(l\,x - x^2)$ entsteht für $\xi = l$ (volle Belastung) $M = 0$, d. h. im ganzen Bogen wirken nur Achsialkräfte.

Bei teilweiser Belastung mit $p\,\xi$ tritt die Drucklinie aus dem Bogen heraus; nimmt man an, daß dies im Bogenviertel am meisten der Fall sei, so erhält man für

$$x = \frac{l}{4}, \; y = \frac{3}{4} f \quad \text{und} \quad \xi = \frac{x}{\frac{x}{l} + \frac{y}{2f}} = \frac{2}{5}\,l$$

$$\left.\begin{aligned} \max M_p &= \pm \frac{3}{160}\,p l^2 \\ H_p &= \frac{1}{25}\,\frac{p l^2}{f} \\ A_p &= \frac{8}{25}\,p\,l \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Die Achsialkraft im Bogenviertel ist

$$N_p = H_p \cos\varphi - V_p \sin\varphi$$

$$= \frac{\frac{4\,l}{f} + \frac{14 f}{l}}{100 \cdot \sqrt{1 + \frac{4 f^2}{l^2}}} \cdot p l.$$

Ist f gegen l sehr klein (flache Bogen), so kann

$$N_p = H_p = \frac{1}{25}\,\frac{p l^2}{f}$$

gesetzt werden.

Mit

$$N_g = \frac{g l^2}{8 f} \cdot \sqrt{1 + \frac{4 f^2}{l^2}}$$

oder bei Flachbogen angenähert

$$N_g = H_g = \frac{g\,l^2}{8f}$$

ergibt sich

$$\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W},$$

worin

$$N = N_p + N_g \quad \text{und} \quad M = \max M_p\,.$$

Für die Bemessung der Zuggurte ist der größte Seitenschub maßgebend; er beträgt

$$H = \frac{(g+p)\,l^2}{8f}.$$

Die glatten Bogendächer erhalten häufig eine Verstärkung der Bogendicke bezw. eine Aufbetonierung, welche vom Scheitel gegen die Kämpfer etwa parabelförmig zunimmt; bezeichnet man die daraus resultierende Mehrbelastung am Kämpfer mit g' so wird (Abb. 204)

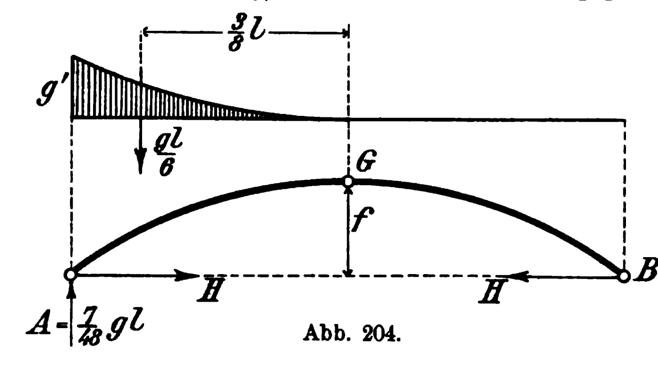


Abb. 204.

$$H_{g'} = \frac{g'l^2}{48f} = \frac{G'\,l}{16f} \quad . \; . \; (4)$$

wenn $G' = 2 \cdot \frac{g'l}{6}$ die gesamte Mehrlast bedeutet.

Im Bogenpunkte $\frac{l}{4}$ beträgt

$$M_{g'} = +\frac{1}{192}\,g'l^2 = +\frac{1}{64}\,G'l \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; (5)$$

Ist eine in der gleichen Weise verteilte einseitige Last g'' vorhanden, so wird

$$H_{g''} = \frac{g''l^2}{96f} = \frac{G''l}{16f},$$

wenn $G'' = \frac{g''l}{6}$ die einseitige Mehrbelastung darstellt, und das Moment im Bogenviertel

$$M_{g''} = +\frac{1}{128}\,g''l^2 = +\frac{6}{128}\,G''l.$$

Tabelle I für den Dreigelenk-Parabelbogen.

	Gleichförmig verteilte ständige Last $G = gl$	Parabolisch gegen den Scheitel abnehmende Last		Gleichförmig verteilte bewegliche Last p		
		beiderseits $G' = \frac{g'l}{3}$ zusammen	halbseitig $G'' = \frac{g''l}{6}$	$\xi = \frac{2}{5}l$	$\xi = \frac{l}{2}$	$\xi = l$
H	$\frac{Gl}{8f} = \frac{gl^2}{8f}$	$\frac{G'l}{16f} = \frac{g'l^2}{48f}$	$\frac{G''l}{16f} = \frac{g''l^2}{96f}$	$\frac{pl^2}{25f}$	$\frac{pl^2}{16f}$	$\frac{pl^2}{8f}$
M in $\frac{l}{4}$	0	$\frac{G'l}{64} = +\frac{g'l^2}{192}$	$\pm\frac{6\,G''l}{128} = \pm\frac{g''l^2}{128}$	$\pm\frac{3\,pl^2}{160f}$	$\pm\frac{pl^2}{64}$	0

Im Kreisbogen mit dem Halbmesser r, der Sehne (Spannweite) l, dem Pfeil f und der Gleichung

$$\left(x-\frac{l}{2}\right)^2+(y+r-f)^2=r^2$$

ist bei $x=\frac{l}{4}$ die Ordinate $y=-r+f+\sqrt{r^2-\left(\frac{l}{4}\right)^2}$, woraus ξ und damit M_p berechnet werden kann.

In der Regel ist es zulässig, die Maximalmomente für halbseitige Vollast $\left(\xi=\frac{l}{2}\right)$ zu ermitteln, und es gilt dann für den Kreisbogen die Tabelle II mit dem zugehörigen

$$H=\frac{\left(g+\frac{p}{2}\right)l^2}{8f}.$$

Tabelle II für den Dreigelenk-Kreisbogen.

Pfeilhöhe $\frac{f}{l}$	$^1/_3$	$^1/_4$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^1/_7$	$^1/_8$	$^1/_9$	
$\frac{M_g}{gl^2}$ (Eigengewicht g)	$\frac{1}{72}$	$\frac{1}{128}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{288}$	$\frac{1}{392}$	$\frac{1}{512}$	$\frac{1}{648}$	in $\frac{l}{4}$
$\frac{M_p}{pl^2}$ (halbseitige Last p)	0,0205	0,0187	0,0176	0,0170	0,0166	0,0164	0,0162	

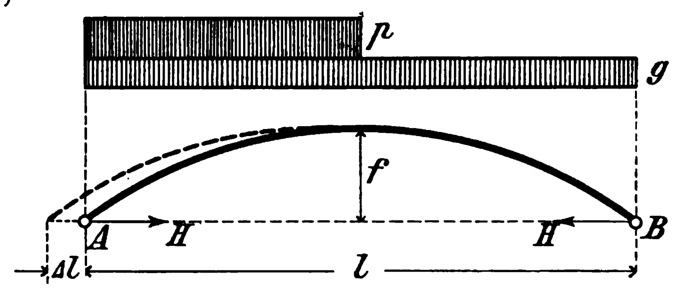
2. Flache Zweigelenkbogen mit Zuggurt.

Die virtuelle Arbeit für den Zustand $H=1$ ist

$$L'=\int\frac{MM'}{EJ}ds+\int\frac{NN'}{EF}ds+\int\frac{\varepsilon\cdot\Delta t}{h}M'ds+\int\varepsilon t N' ds.$$

Hierin bedeuten (Abb. 205)

$$L'=-1\cdot\Delta l=-\frac{Hl}{E_0F_0}-\varepsilon_0 t_0 l,$$



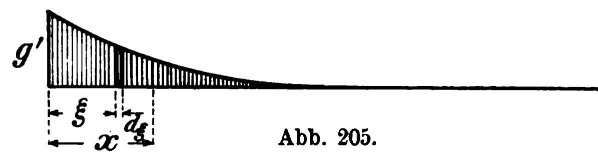


Abb. 205.

E, J und F die Elastizitätszahl, das Trägheitsmoment und den Querschnitt des Bogens, E_0 und F_0 die bezüglichen Maße für die Zugstange, ε und ε_0 die Wärmedehnungszahlen des Bogens und der Zugstange, Δt den Temperaturunterschied zwischen der oberen und unteren Faser des Bogens, t und t_0 die Temperaturzunahmen im Bogen und in der Zugstange, h die Bogendicke, ferner

$$M=\mathfrak{M}-Hy \qquad N=-H \text{ (mit Annäherung für flache Bogen } ds=dx)$$

$$M'=\frac{\partial M}{\partial H}=-y \quad N'=\frac{\partial N}{\partial H}=-1,$$

woraus allgemein

$$H = \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y\, dx}{EJ} - \varepsilon_0 t_0 l_0 + \int \frac{\varepsilon \Delta t}{h} y\, dx + \int \varepsilon t\, dx}{\int \frac{y^2 \cdot dx}{EJ} + \int \frac{dx}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}} \quad . \; . \; . \; . \; (1)$$

Der aus der Belastung sich ergebende Seitenschub ist

$$H = \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y\, dx}{EJ}}{\int \frac{y^2 dx}{EJ} + \int \frac{dx}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}}.$$

Für Bogendächer ist meist die Annahme eines konstanten E, F und J zulässig; es ist deshalb mit $\int_0 dx = l$

$$H = \frac{\int \mathfrak{M} y\, dx}{\int y^2 dx + \frac{J}{F} l + \frac{EJ}{E_0 F_0} l}.$$

Wählt man die Bogenachse parabolisch nach der Gleichung

$$y = \frac{4f}{l^2}(lx - x^2),$$

so erhält man für eine gleichmäßig verteilte Belastung g

$$\mathfrak{M} = \frac{glx}{2} - \frac{gx^2}{2}$$

$$\int_0^l \mathfrak{M} y\, dx = \frac{gfl^3}{15}$$

$$\int_0^l y^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l$$

und sonach

$$H_g = \frac{gl^2}{8f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \frac{J}{F}\left(1 + \frac{E}{E_0} \cdot \frac{F}{F_0}\right)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (2)$$

Mit

$$\frac{J}{F} = \frac{\frac{1}{12} bh^3}{bh} = \frac{h^2}{12} \quad \text{und} \quad \frac{E_0}{E} = n$$

ist

$$H_g = \frac{gl^2}{8f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{5}{32} \frac{h^2}{f^2}\left(1 + \frac{F}{nF_0}\right)} = \lambda \cdot \frac{gl^2}{8f} \quad . \; . \; . \; . \; (3)$$

Um zu einem Näherungswert für

$$\lambda = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \frac{J}{F}\left(1 + \frac{F}{nF_0}\right)}.$$

zu gelangen, kann man mit hinreichender Genauigkeit setzen

$$\sqrt{\frac{J}{F}} = i = 2 + \frac{l}{10} \,(l \text{ in m})$$

$$1 + \frac{F}{nF_0} = \frac{2000f}{l^2},$$

womit

$$\lambda = \frac{1}{1 + \frac{3}{8}\frac{\left(2 + \frac{l}{10}\right)^2}{l^2 f}},$$

oder

$$\lambda = 1 - \frac{3}{8}\frac{\left(\frac{2}{l} + 0{,}1\right)^2}{f} \quad (l \text{ und } f \text{ in m.})$$

Für die in der Regel vorkommenden Werte von l und f liegt demnach λ ganz nahe bei 1.

Das Größtmoment entsteht für $\frac{\partial M}{\partial x} = 0$; dies ist bei $x = \frac{l}{2}$ der Fall. Es beträgt mit $x = \frac{l}{2}$ und $y = f$ (im Scheitel):

$$\max M_g^s = (1 - \lambda)\frac{gl^2}{8} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (4)$$

Allgemein ist

$$M_g = (1 - \lambda) \cdot \frac{g}{2}(lx - x^2).$$

Im Bogenviertel beträgt das Moment

$$M_g = (1 - \lambda) \cdot \frac{3}{32} g l^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

Für **halbseitige Belastung** (Abb. 205) mit p wird auf der Lastseite

$$\mathfrak{M} = \frac{3}{8} p l x - \frac{p x^2}{2}$$

und auf der unbelasteten Seite

$$\mathfrak{M}' = \frac{pl}{8} x',$$

somit

$$\int \mathfrak{M} y\, dx = \frac{pf}{2l^2}\int_0^{\frac{l}{2}}(3lx - 4x^2)(lx - x^2)\, dx + \frac{pf}{2l}\int_0^{\frac{l}{2}} x'(lx' - x'^2)\, dx' = \frac{pfl^3}{30},$$

daher

$$H_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{16f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2}\frac{J}{F}\left(1 + \frac{E}{E_0}\frac{F}{F_0}\right)} \quad \ldots \ldots \quad (6)$$

$$= \frac{pl^2}{16f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{5}{32}\frac{h^2}{f^2}\left(1 + \frac{F}{nF_0}\right)} = \lambda \cdot \frac{pl^2}{16f} \quad \ldots \quad (7)$$

Das Moment an irgend einer Stelle der belasteten Seite ist

$$M_{\frac{p}{2}} = \frac{p\,x}{8}\,[l\,(3-2\lambda) - x\,(4-2\lambda)],$$

auf der unbelasteten Seite

$$M'_{\frac{p}{2}} = \frac{p\,x'}{8} \cdot [l\,(1-2\lambda) + 2\lambda x'].$$

Das Größtmoment tritt ein bei $\frac{\partial M_{\frac{p}{2}}}{\partial x} = 0,$

dem die Werte $\frac{x}{l} = \frac{3-2\lambda}{4\,(2-\lambda)}$ bezw. $\frac{x'}{l} = -\frac{1-2\lambda}{4\lambda}$

entsprechen.

Da λ stets nur um wenig kleiner als 1 ist, so ist der Ort des Größtmoments in der Nähe von $x = \frac{l}{4}$. An dieser Stelle beträgt es

$$\left.\begin{aligned} \max M_{\frac{p}{2}} &= + \frac{4-3\lambda}{64} \cdot p\,l^2 \\ \max M'_{\frac{p}{2}} &= - \frac{3\lambda - 2}{64} \cdot p\,l^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

Hierfür kann man ohne bedeutenden Fehler einfach setzen

$$\max M_{\frac{p}{2}} = \pm \frac{p\,l^2}{64} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

Das Scheitelmoment $\left(x = \frac{l}{2}\right)$ beträgt

$$M^s_{\frac{p}{2}} = +(1-\lambda) \cdot \frac{p\,l^2}{16} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Bei **halbseitiger parabolischer Belastung** mit der Belastungsordinate (Abb. 205)

$$\eta = g' - \frac{4g'}{l^2}\,(l\xi - \xi^2),$$

worin g' die Belastung über dem Kämpfergelenk darstellt, ist

$$A_{\frac{g'}{2}} = \frac{7}{48}\,g'\,l$$

$$\mathfrak{M} = A x - \int_0^x \eta\,d\xi\,(x-\xi) = \frac{7\,g\,l\,x}{48} - g' \cdot \int_0^x \left\{1 - \frac{4\xi}{l} + \frac{4\xi^2}{l^2}\right\} (x-\xi)\,d\xi$$

$$= \frac{7\,g'\,l\,x}{48} - g' \left(\frac{x^2}{2} - \frac{2\,x^3}{3\,l} + \frac{x^4}{3\,l^2}\right)$$

$$\int_0^l \mathfrak{M}\,y\,dx = \int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M}\,y\,dx + \int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M}'\,y\,dx'$$

$$= \frac{4\,g'f}{l^2} \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{7\,l\,x}{48} - \frac{x^2}{2} + \frac{2\,x^3}{3\,l} - \frac{x^4}{3\,l^2}\right) (lx - x^2)\,dx + \frac{g'f}{16\,l} \int_0^{\frac{l}{2}} x\,(lx - x^2)\,dx$$

$$= \left(\frac{4 \cdot 97}{2^{10} \cdot 3^2 \cdot 5 \cdot 7} + \frac{5}{2^{10} \cdot 3}\right) g'f\,l^3$$

$$= \frac{913}{322\,560}\,g'f\,l^3.$$

Hieraus ist

$$H_{\frac{g'}{2}} = 0{,}005307\,\lambda \cdot \frac{g'l^2}{f} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

Für das Bogenviertel

$$\left(x = \frac{l}{4},\ y = \frac{3}{4} f\right)$$

wird auf der belasteten Seite

$$M_{\frac{g'}{2}} = + \frac{g'l^2}{64}(1 - 0{,}2547\,\lambda) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

und auf der unbelasteten Seite

$$M'_{\frac{g'}{2}} = + \frac{g'l^2}{192}(1 - 0{,}7642\,\lambda) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Bei ganzseitiger parabolischer Belastung ergibt sich

$$H_{g'} = 0{,}010614\,\lambda\,\frac{g'l^2}{f}$$

und

$$M_{g'} = + \frac{g'l^2}{48}(1 - 0{,}3821\,\lambda) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

Der Seitenschub infolge einer Temperaturzunahme im Bogen um t und im Zuggurt um t_0 Grad ist, wenn $\varepsilon = \varepsilon_0$ gesetzt wird, aus Gleichung 1

$$H_{t-t_0} = \frac{\varepsilon\, l\,(t - t_0)}{\frac{8}{15}\frac{f^2 l}{EJ} + \frac{l}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}}$$

$$= \frac{\frac{15}{8}\frac{EJ}{f^2}\cdot \varepsilon\,(t - t_0)}{1 + \frac{15}{8 f^2}\frac{J}{F}\left(1 + \frac{E}{E_0}\frac{F}{F_0}\right)} = \frac{\frac{15}{8}\frac{EJ}{f^2}\,\varepsilon\,(t - t_0)}{1 + \frac{5}{32}\frac{h^2}{f^2}\left(1 + \frac{F}{nF_0}\right)}$$

$$= \lambda \cdot \frac{15}{8}\frac{EJ}{f^2}\cdot \varepsilon\,(t - t_0) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (15)$$

Das größte Temperaturmoment tritt im Scheitel auf und beträgt

$$M^s_{t-t_0} = - H_{t-t_0}\cdot f = - \lambda \cdot \frac{15}{8}\frac{EJ}{f}\cdot \varepsilon\,(t - t_0) \quad \ldots \ldots \quad (16)$$

Im Bogenviertel ist

$$M_{t-t_0} = - \lambda \cdot \frac{45}{32}\frac{EJ}{f}\cdot \varepsilon\,(t - t_0) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (17)$$

Aus einer Temperaturdifferenz der inneren und äußeren Bogenfaser um Δt entsteht mit Gleichung 1

$$H_{\Delta t} = \frac{\frac{\varepsilon \cdot \Delta t}{h}\int y\,dx}{\int \frac{y^2\,dx}{EJ} + \int \frac{dx}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}}.$$

Mit

$$\int_0^l y\,dx = \frac{2\,lf}{3} \quad \text{und} \quad \int y^2\,dx = \frac{8}{15} f^2 l$$

wird

$$H_{\Delta t} = \lambda \cdot \frac{5}{4}\frac{EJ}{fh}\cdot \varepsilon\,\Delta t \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (18)$$

Im Bogenscheitel ist der Größtwert des Moments

$$M^s_{\Delta t} = -\lambda \cdot \frac{5}{4} \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \Delta t \qquad (19)$$

Im Bogenviertel beträgt

$$M_{\Delta t} = -\lambda \cdot \frac{15}{16} \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \Delta t \qquad (20)$$

Tabelle für den flachen Zweigelenkbogen.

Näherungswerte für $\lambda = 1$, $E = 200\,000$, $J = \frac{b h^3}{12}$, $b = 100$, $\varepsilon = \frac{1}{80000}$.

	g gleichmäßig verteilt	g' parabolisch vom Kämpfer gegen den Scheitel abnehmend		p halbseitig gleichmäßig verteilt	Temperatur	
		ganzseitig	halbseitig		$t' = t - t_0$	Δt
H	$\lambda \cdot \frac{g l^2}{8 f}$	$0{,}01061\, \lambda \cdot \frac{g' l^2}{f}$	$0{,}00537\, \lambda \cdot \frac{g' l^2}{f}$	$\lambda \cdot \frac{p l^2}{16 f}$	$\lambda \cdot \frac{15}{8} \frac{EJ}{f^2} \cdot \varepsilon t'$	$\lambda \cdot \frac{5}{4} \frac{EJ}{f h} \cdot \varepsilon \Delta t$
M^s	$(1-\lambda) \cdot \frac{g l^2}{8}$	—	—	$(1-\lambda) \cdot \frac{p l^2}{16}$	$-\lambda \cdot \frac{15}{8} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$	$-\lambda \cdot \frac{5}{4} \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \Delta t$
$M_{\frac{l}{4}}$	$(1-\lambda) \cdot \frac{3}{32} g l^2$	$(1 - 0{,}3821\, \lambda) \cdot \frac{g' l^2}{48}$	$(1 - 0{,}2547\, \lambda) \cdot \frac{g' l^2}{64}$	$\left(1 - \frac{3}{4} \lambda\right) \cdot \frac{p l^2}{16}$ und $\left(\frac{1}{2} - \frac{3}{4} \lambda\right) \cdot \frac{p l^2}{16}$	$-\lambda \cdot \frac{45}{32} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$	$-\lambda \cdot \frac{15}{16} \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \Delta t$
Näherungswerte H	$\frac{g l^2}{8 f}$	$0{,}01061 \frac{g' l^2}{f}$	$0{,}00537 \frac{g' l^2}{f}$	$\frac{p l^2}{16 f}$	$39 \frac{h^3}{f^2} \cdot t'$	$26 \frac{h^3}{f} \cdot \Delta t$
Näherungswerte M^s	0	—	—	0	$-39 \frac{h^3}{f} \cdot t'$	$-26\, h^3 \cdot \Delta t$
Näherungswerte $M_{\frac{l}{4}}$	0	$0{,}0129\, g' l^2$	$0{,}0118\, g' l^2$	$\pm \frac{p l^2}{64}$	$-29 \frac{h^3}{f} \cdot t'$	$-19{,}5\, h^3 \cdot \Delta t$

3. Zweigelenk-Kreisbogen mit Zuggurt.

In der Praxis der Eisenbetondächer kommen häufig Bogen mit Kreisform vor, die vermöge ihres verhältnismäßig großen Pfeils nicht mehr nach den für Parabeln geltenden Beziehungen berechnet werden können.

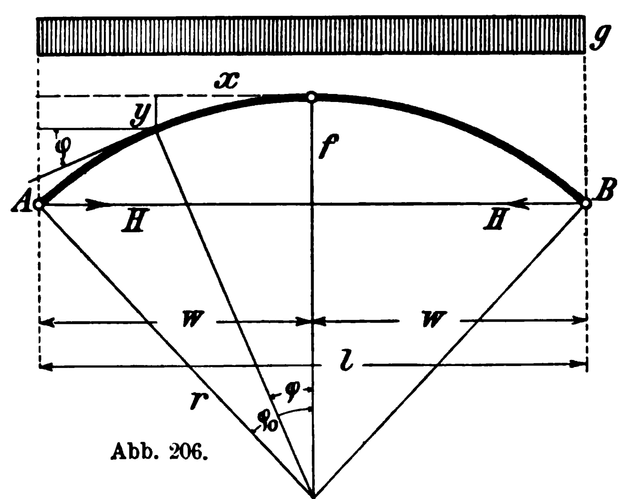


Abb. 206.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 206 und bei gleichmäßig verteilter Belastung des Bogens mit g auf die Längeneinheit ist, wenn der Scheitel als Ursprung betrachtet wird,

$$M = g w (w - x) - \frac{g (w - x)^2}{2} - H (f - y) = \frac{g}{2} (w^2 - x^2) - H (f - y)$$

$$= \frac{g r^2}{2} (\sin^2 \varphi_0 - \sin^2 \varphi) - H r (\cos \varphi - \cos \varphi_0) \qquad (1)$$

Die Mittelkraft der auf den Querschnitt xy wirkenden äußeren Kräfte ist

$$V = gw - g(w - x) = gx = gr \sin\varphi,$$

daher die Achsialkraft

$$N = -gr \sin^2\varphi - X \cos\varphi.$$

Hieraus ergibt sich nach Müller-Breslau,[1]) Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, 1904, S. 157, der Seitenschub

$$H = \frac{\mu' \cdot gr + \frac{2\varepsilon EJ}{r^2} t' \cdot \sin\varphi_0}{\mu''} \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

worin

$$\mu' = \frac{2}{3}\sin^3\varphi_0 + \frac{\varphi_0}{2} \cdot \cos\varphi_0 \cdot \cos 2\varphi_0 - \frac{1}{2}\cos^2\varphi_0 \cdot \sin\varphi_0,$$

$$\mu'' = \varphi_0 - 3\cos\varphi_0 \cdot \sin\varphi_0 + 2\varphi_0 \cdot \cos^2\varphi_0.$$

Der Einfluß eines Temperaturunterschiedes zwischen Bogen und Zugstange von t'° C. verursacht

$$H_{t'} = \frac{2\varepsilon EJ}{r^2\mu''} \sin\varphi_0 \cdot t' \quad \ldots \ldots \quad (3)$$

Eine ganzseitige Belastung mit g erzeugt

$$H_g = \frac{\mu'}{\mu''} \cdot gr \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

eine halbseitige gleichförmig verteilte Belastung p

$$H_{\frac{p}{2}} = \frac{1}{2}\frac{\mu'}{\mu''} \cdot pr \quad \ldots \ldots \quad (5)$$

womit die Größtmomente des Bogens berechnet werden können.

4. Flache gelenklose Bogen.

Für diese dreifach statisch unbestimmten Träger haben die drei Gleichungen der virtuellen Arbeiten folgende Form

$$L' = \int \frac{MM'}{EJ} ds + \int \frac{NN'}{EF} ds + \int \varepsilon t N' ds + \int \frac{\varepsilon \Delta t}{h} M' ds.$$

Zur Vereinfachung verlegen wir den Ursprung des Achsenkreuzes nach dem Punkte O, dessen Lage durch die Gleichungen (1) bestimmt sei. Wird der Bogen (Abb. 207) bei B festgehalten, so ist der linke Kämpfer durch die Kämpferkraft K ersetzt. In O bringen wir zwei Kräfte, K_1 und K_2, an, so daß $K_1 = K_2 = K$. K_1 zerlegt sich in den Seitenschub X und in die lotrechte Kraft Y, während das Kräftepaar $K K_2$ das Drehmoment Z erzeugt. Das Moment an beliebiger Stelle ist

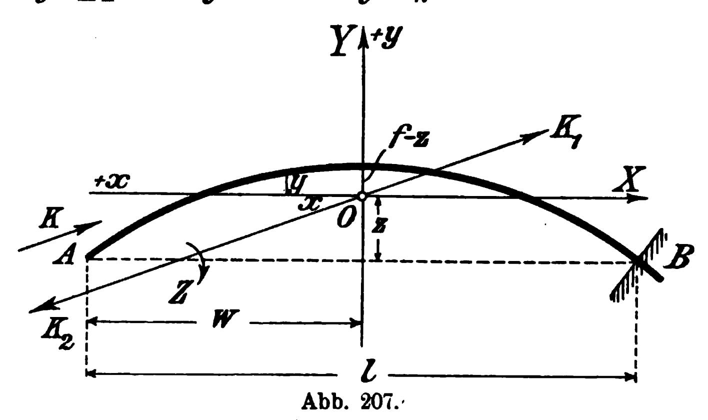


Abb. 207.

$$M = \mathfrak{M} - Xy - Yx + Z.$$

Die Achsialkraft bei einem flachen Bogen beträgt $N = -X$,

[1]) Vgl. auch Weyrauch, Die elastischen Bogenträger, 1897.

die Auflagerdrücke sind $A = \mathfrak{A} + Y$, $B = \mathfrak{B} - Y$, wenn $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ die Stützendrücke des Freiträgers bedeuten.

Hieraus sind die Werte

$$M' = -y, \quad M'' = -x, \quad M''' = +1 \quad N' = -1, \quad N'' = 0, \quad N''' = 0.$$

Vergrößert sich die Spannweite l um Δl und sind die Widerlager im übrigen unnachgiebig, so wird

$$L' = -1 \cdot \Delta l = -\left(\frac{Xl}{E_0 F_0} + \varepsilon_0 t_0 l\right)$$

$$L'' = 0, \qquad L''' = 0.$$

Die Gleichung für die Arbeit L' heißt

$$-X \cdot \frac{l}{E_0 F_0} - \varepsilon_0 t_0 l = -\int \frac{\mathfrak{M} y}{EJ} ds + X \cdot \int \frac{y^2 ds}{EJ} + Y \cdot \int \frac{xy\,ds}{EJ} - Z \cdot \int \frac{y\,ds}{EJ}$$
$$+ X \cdot \int \frac{ds}{EF} - \int \varepsilon t\,ds - \int \frac{\varepsilon \Delta t}{h} y\,ds.$$

In gleicher Weise lassen sich die Ausdrücke für L'' und L''' aufschreiben.

Der Koordinatenursprung wird so gewählt, daß

$$\int \frac{xy\,ds}{EJ} = 0, \qquad \int \frac{x\,ds}{EJ} = 0, \qquad \int \frac{y\,ds}{EJ} = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

d. h. O ist der Schwerpunkt des mit den Gewichten $\frac{1}{EJ}$ belastet gedachten Bogens und x und y sind die Hauptachsen. Ohne großen Fehler kann für Bogendächer ein konstanter mittlerer Wert für E und J eingesetzt werden, und O ist dann der Schwerpunkt der Bogenachse; sonach ergibt sich allgemein:

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y\,ds}{EJ} - \varepsilon_0 t_0 l + \int \varepsilon t\,ds}{\int \frac{y^2 ds}{EJ} + \int \frac{ds}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}} \\ Y &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} x\,ds}{EJ}}{\int \frac{x^2 ds}{EJ}} \\ Z &= -\frac{\int \frac{\mathfrak{M} ds}{EJ} + \int \frac{\varepsilon \Delta t}{h} ds}{\int \frac{ds}{EJ}} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Hierfür kann man bei E, F, J, t und Δt = konstant setzen:

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\int \mathfrak{M} y\,ds - EJ\varepsilon_0 t_0 l + EJ\varepsilon t \int ds}{\int y^2\,ds + \frac{J}{F}\int ds + \frac{EJ}{E_0 F_0} l} \\ Y &= \frac{\int \mathfrak{M} x\,ds}{\int x^2 ds} \\ Z &= -\frac{\int \mathfrak{M} ds + EJ\Delta t \int \frac{ds}{h}}{\int ds} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Für eine parabelförmige Bogenachse ist genau genug

$$z = \frac{2}{3} f;$$

mit

$$y = \frac{f}{3\,l^2}(l^2 - 12\,x^2) \text{ und } ds = dx$$

sind die von der Belastung unabhängigen Größen im Nenner

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} y^2\,dx = \frac{f^2}{9\,l^2} \cdot \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (l^2 - 12\,x^2)\,dx = \frac{4}{45} f^2 l$$

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} x^2\,dx = \frac{l^3}{12}$$

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} dx = l.$$

Bei gleichförmig verteilter halbseitiger Belastung durch p erhält man für die belastete Seite

$$\mathfrak{M} = \frac{3\,p\,l}{8}\left(\frac{l}{2} - x\right) - \frac{p}{2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = \frac{p}{8}\left(\frac{l^2}{2} + l\,x - 4\,x^2\right)$$

$$\int_0^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M}\,y\,dx = \frac{17\,p\,f\,l^3}{24 \cdot 240},$$

für die unbelastete Seite

$$\mathfrak{M} = \frac{p\,l}{16}(l + 2\,x)$$

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M}\,y\,dx = \frac{p\,f\,l^3}{8 \cdot 48}$$

$$\int \mathfrak{M}\,y\,dx = \int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M}\,y\,dx + \int_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M}\,y\,dx = \frac{p\,f\,l^3}{180}$$

$$X_{\frac{p}{2}} = \frac{p\,l^2}{16\,f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{45}{4\,f^2}\,\frac{J}{F}\left(1 + \frac{E}{E_0}\,\frac{F}{F_0}\right)}$$

$$= \frac{p\,l^2}{16\,f} \cdot \frac{1}{1 + \frac{45}{48}\,\frac{h^2}{f^2}\left(1 + \frac{F}{n\,F_0}\right)} = \lambda_1 \cdot \frac{p\,l^2}{16\,f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Ein Näherungswert für

$$\lambda_1 = \frac{1}{1 + \frac{45}{4f^2}\frac{J}{F}\left(1 + \frac{F}{nF_0}\right)}$$

ergibt sich mit

$$\sqrt{\frac{J}{F}} = i = 2 + \frac{l}{10}$$

und

$$1 + \frac{F}{nF_0} = \frac{2000 f}{l^2}$$

zu

$$\lambda_1 = 1 - \frac{9}{4} \cdot \frac{\left(\frac{2}{l} + 0{,}1\right)^2}{f}.$$

Mit

$$\int\limits_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} x\, dx = \int\limits_{0}^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M} x\, dx + \int\limits_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M} x\, dx = \frac{pl^4}{192} - \frac{pl^4}{384} = \frac{pl^4}{384}$$

erhält man

$$Y_{\frac{p}{2}} = \frac{1}{32} pl;$$

damit den linken auf der Lastseite liegenden Auflagerdruck $A_{\frac{p}{2}} = \frac{3pl}{8} + Y_{\frac{p}{2}}$ oder

$$A_{\frac{p}{2}} = \frac{13}{32} pl \text{ und } B_{\frac{p}{2}} = \frac{3}{32} pl \quad \ldots \ldots \ldots \quad (5)$$

In gleicher Weise findet man

$$\int \mathfrak{M}\, dx = \int\limits_{0}^{\frac{l}{2}} \frac{p}{8}\left(\frac{l^2}{2} + lx - 4x^2\right) dx + \int\limits_{-\frac{l}{2}}^{0} \frac{pl}{16}(l + 2x)\, dx = \frac{5pl^3}{192} + \frac{pl^3}{64} = \frac{pl^3}{24}$$

$$Z_{\frac{p}{2}} = -\frac{pl^2}{24}.$$

Das Einspannungsmoment auf der Lastseite ist

$$M^A_{\frac{p}{2}} = +X_{\frac{p}{2}} \cdot \frac{2}{3} f - Y_{\frac{p}{2}} \cdot \frac{l}{2} + Z_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{24}\left(\lambda_1 - \frac{11}{8}\right) \quad \ldots \quad (6)$$

Das Einspannungsmoment bei B beträgt

$$M^B_{\frac{p}{2}} = +X_{\frac{p}{2}} \cdot \frac{2}{3} f + Y_{\frac{p}{2}} \cdot \frac{l}{2} + Z_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{24}\left(\lambda_1 - \frac{5}{8}\right) \quad \ldots \quad (7)$$

Für

$$\lambda_1 = 1 \text{ ist } M^B_{\frac{p}{2}} = -M^A_{\frac{p}{2}} = +\frac{pl^2}{64}. \quad \ldots \ldots \quad (8)$$

Setzt man in die allgemeinen Momentengleichungen die Werte für $\mathfrak{M}$, X, Y und Z ein, so erhält man für die Lastseite die Beziehung

$$M_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{16}\left\{\frac{1 - \lambda_1}{3} + \frac{3}{2}\frac{x}{l} + 4(\lambda_1 - 2)\frac{x^2}{l^2}\right\}.$$

Der Größtwert auf der Lastseite ergibt sich für $\frac{\partial M_{\frac{p}{2}}}{\partial x} = 0$, woraus:

$$\frac{x}{l} = \frac{3}{16} \cdot \frac{1}{2 - \lambda_1}.$$

Das Größtmoment tritt also angenähert bei $\frac{x}{l} = \frac{3}{16}$ auf; damit berechnet sich

$$\max M_{\frac{p}{2}} = \left(1 - \frac{37}{64}\lambda_1\right)\frac{pl^2}{48}.$$

Für

$$\lambda_1 = 1 \text{ ist } \max M_{\frac{p}{2}} = \frac{9}{1024}pl^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

Auf der unbelasteten Seite ist

$$M_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{16}\left(\frac{1-\lambda_1}{3} + \frac{3}{2}\frac{x}{l} + 4\lambda_1\frac{x^2}{l^2}\right)$$

Aus

$$\frac{\partial M_{\frac{p}{2}}}{\partial x} = 0 \text{ wird } \frac{x}{l} = -\frac{3}{16} \cdot \frac{1}{\lambda_1}.$$

Für den Nährungswert

$$\frac{x}{l} = -\frac{3}{16} \text{ ist}$$

$$\max M_{\frac{p}{2}} = \left(1 - \frac{37}{10}\lambda_1\right) \cdot \frac{5}{1536}pl^2,$$

für $\lambda_1 = 1$ ist

$$-\max M_{\frac{p}{2}} = \frac{9}{1024}pl^2. \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9a)$$

Im Scheitel $\left(x = 0,\ y = \frac{f}{3}\right)$ beträgt das Moment

$$M^S_{\frac{p}{2}} = \frac{pl^2}{48}(1 - \lambda_1) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Bei voller gleichmäßig verteilter Bogenbelastung mit g wird

$$M^A_g = M^B_g = -\frac{gl^2}{12}(1 - \lambda_1)$$

$$M^S_g = +\frac{gl^2}{24}(1 - \lambda_1)$$

und für $x = \pm\frac{3}{16}l$

$$M_g = \frac{37}{1536}(1 - \lambda_1)gl^2$$

$$X_g = \lambda_1 \cdot \frac{gl^2}{8f}$$

$$A_g = B_g = \frac{gl}{2}.$$

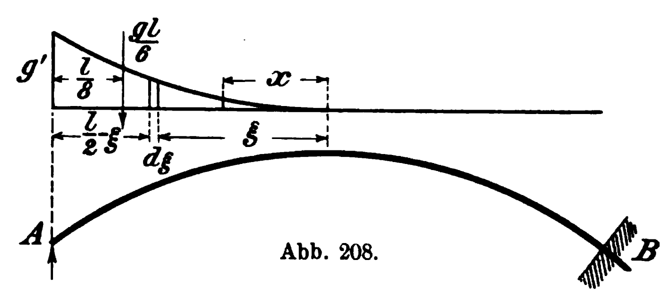


Abb. 208.

Für eine einseitige Last, welche parabolisch vom Kämpfer (g') zum Scheitel nach dem Gesetze (Abb. 208)

$$\eta = \frac{4g'}{l^2}\xi^2$$

abnimmt, ist auf der Lastseite

$$\mathfrak{M} = \frac{7}{48} \frac{g' l}{} \left(\frac{l}{2} - x\right) - \int_{\xi = x}^{\xi = \frac{l}{2}} \eta \, d\xi \cdot (\xi - x) = \frac{g'}{96} \left(l^2 + 2\, l x - 32 \frac{x^4}{l^2}\right)$$

$$\int_0^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} y \, dx = + \frac{29}{280 \cdot 288} g' f l^3,$$

auf der unbelasteten Seite

$$\mathfrak{M}' = \frac{g l}{96} (l + 2 x')$$

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M}' y \, dx = + \frac{1}{8 \cdot 288} g' f l^3;$$

somit

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} y \, dx = \left(\frac{29}{280 \cdot 288} + \frac{1}{8 \cdot 288}\right) g' f l^3 = \frac{g' f l^3}{1260}$$

$$X_{\frac{g'}{2}} = \frac{\int \mathfrak{M} y \, dx}{\int y^2 dx} = \lambda_1 \cdot \frac{g' l^2}{112} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

Zur Berechnung von $Y_{\frac{g'}{2}}$ dient

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} x \, dx = \int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M} x \, dx + \int_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M}' x' \, dx' = \frac{g' l^4}{8 \cdot 96} - \frac{g' l^4}{24 \cdot 96} = \frac{g' l^4}{12 \cdot 96}$$

$$Y_{\frac{g'}{2}} = \frac{\int \mathfrak{M} x \, dx}{\int x^2 dx} = \frac{g' l}{96},$$

daher

$$\left. \begin{aligned} A_{\frac{g'}{2}} &= \frac{7 g' l}{48} + Y_{\frac{g'}{2}} = \frac{15}{96} g' l \\ B_{\frac{g'}{2}} &= \frac{g' l}{48} - Y_{\frac{g'}{2}} = \frac{1}{96} g' l \end{aligned} \right\} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

Für $Z_{\frac{g'}{2}}$ ist zu berechnen

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} \, dx = \int_0^{\frac{l}{2}} \mathfrak{M} \, dx + \int_{-\frac{l}{2}}^{0} \mathfrak{M}' \, dx' = \frac{11}{20 \cdot 96} g' l^3 + \frac{1}{4 \cdot 96} g' l^3 = \frac{g' l^3}{120},$$

somit

$$Z_{\frac{g'}{2}} = - \frac{\int \mathfrak{M} \, dx}{\int dx} = - \frac{g' l^2}{120}.$$

Die Kämpfermomente sind $\left(\text{für } x = \pm \frac{l}{2} \text{ und } y = -\frac{2}{3} f\right)$

$$\left.\begin{aligned} M^A_{\frac{g'}{2}} &= \frac{g\,l^2}{168}\left(\lambda_1 - \frac{91}{40}\right) \\ M^B_{\frac{g'}{2}} &= \frac{g'\,l^2}{168}\left(\lambda_1 - \frac{21}{40}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Bei der Näherung $\lambda_1 = 1$ erhält man

$$\left.\begin{aligned} M^A_{\frac{g'}{2}} &= -\frac{17}{2240} g\,l^2 \\ M^B_{\frac{g'}{2}} &= +\frac{19}{6720} g'\,l^2. \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13\,\text{a})$$

In dem Punkte $x = +\frac{3}{16} l$ (belastete Seite) ist

$$y = \frac{37}{3 \cdot 64} f, \quad \mathfrak{M} = 0{,}01392\, g'\,l^2 \text{ und damit } M_{\frac{g'}{2}} = (0{,}00363 - 0{,}00172\,\lambda_1)\, g'\,l^2.$$

Bei der Annahme $\lambda_1 = 1$ ist $M_{\frac{g'}{2}} = 0{,}00191\, g'\,l^2$.

Für $x = -\frac{3}{16} l$ (unbelastete Seite) ist

$$y = \frac{37}{3 \cdot 64} l, \; \mathfrak{M} = \frac{5}{8 \cdot 96} g'\,l^2 \text{ und } M_{\frac{g'}{2}} = (0{,}000125 - 0{,}00172\,\lambda_1)\, g'\,l^2.$$

Bei $\lambda_1 = 1$ wird $M_{\frac{g'}{2}} = -0{,}00160\, g'\,l^2$.

Im Scheitel $\left(x = 0,\; y = +\frac{f}{3}\right)$ ist

$$\mathfrak{M} = \frac{g'\,l^2}{96} \text{ und } M^s_{\frac{g'}{2}} = (0{,}00209 - 0{,}00297\,\lambda_1)\, g'\,l^2.$$

Für $\lambda_1 = 1$ ist $M^s_{\frac{g'}{2}} = -0{,}00088\, g'\,l^2$.

Für eine beiderseitige Last, welche von den beiden Kämpfern von g' bis zum Scheitel auf 0 parabolisch abnimmt, entstehen die Werte

$$X_{g'} = \lambda_1 \cdot \frac{g'\,l^2}{56 f}, \quad M^A_{g'} = M^B_{g'} = \frac{g'\,l^2}{84}\left(\lambda_1 - \frac{7}{5}\right).$$

Bei $\lambda_1 = 1$ ergibt sich $M^A_{g'} = M^B_{g'} = -\frac{g'\,l^2}{205}$.

In den Bogenpunkten $x = \pm \frac{3}{16} l$ beträgt $M_{g'} = (0{,}00375 - 0{,}00344\,\lambda_1)\, g'\,l^2$.

Für $\lambda_1 = 1$ ist $M_{g'} = +0{,}00031\, g'\,l^2$.

Die Scheitelmomente betragen $M^s_{g'} = (0{,}00418 - 0{,}00594\,\lambda_1)\, g'\,l^2$.

Für $\lambda_1 = 1$ ist $M^s_{g'} = \quad 0{,}00176\, g'\,l^2$.

Infolge einer Temperaturzunahme im Bogen um t und im Zuggurt um t_0 entsteht mit $\varepsilon = \varepsilon_0$ und $t - t_0 = t'$

$$X_{t'} = \frac{\varepsilon\, l\, t'}{\frac{4}{45}\frac{f^2\, l}{EJ} + \frac{l}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}} = \lambda_1 \cdot \frac{45}{4} \frac{EJ}{f^2} \cdot \varepsilon\, t' \quad \ldots \ldots \quad (14)$$

Tabelle für den flachen gelenklosen Bogen.

Näherungswerte für $\lambda_1 = 1$, $E = 200\,000$, $J = \frac{b h^3}{12}$, $b = 100$, $\varepsilon = \frac{1}{80\,000}$.

	g ganzseitig	g' ganzseitig	g' halbseitig	p halbseitig	Temperatur $t' = t - t_0$	Temperatur Δt
H	$\lambda_1 \cdot \frac{g l^2}{8 f}$	$\lambda_1 \cdot \frac{g' l^2}{56 f}$	$\lambda_1 \cdot \frac{g' l^2}{112 f}$	$\lambda_1 \cdot \frac{p l^2}{16 f}$	$\lambda_1 \cdot \frac{45}{4} \frac{EJ}{f^2} \cdot \varepsilon t'$	0
A	$\frac{g l}{2}$	$\frac{g' l}{6}$	$\frac{5}{32} \cdot g' l$	$\frac{13}{32} \cdot p l$	0	0
M_A	$(\lambda_1 - 1) \cdot \frac{g l^2}{12}$	$\left(\lambda_1 - \frac{7}{5}\right) \cdot \frac{g' l^2}{84}$	$\left(\lambda_1 - \frac{91}{40}\right) \cdot \frac{g' l^2}{168}$	$\left(\lambda_1 - \frac{11}{8}\right) \cdot \frac{p l^2}{24}$	$\lambda_1 \cdot \frac{15}{2} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$	$-\frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \Delta t$
M_B			$\left(\lambda_1 - \frac{21}{40}\right) \cdot \frac{g' l^2}{168}$	$\left(\lambda_1 - \frac{5}{8}\right) \cdot \frac{p l^2}{24}$		
$M_{\frac{s}{16}}$	$(1 - \lambda_1) \cdot \frac{37}{1536} g l^2$	$(0{,}00375 - 0{,}00344\,\lambda_1) \cdot g' l^2$	$(0{,}00363 - 0{,}00172\,\lambda_1) \cdot g' l^2$	$\left(1 - \frac{37}{64} \lambda_1\right) \cdot \frac{p l^2}{48}$	$-\lambda_1 \cdot \frac{555}{256} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$	
$M_{-\frac{s}{16}}$			$(0{,}00012 \quad 0{,}00172\,\lambda_1) \cdot g' l^2$	$\left(1 - \frac{37}{10} \lambda_1\right) \cdot \frac{5 p l^2}{1536}$		
M_S	$(1 - \lambda_1) \cdot \frac{g l^2}{24}$	$(0{,}00418 - 0{,}00594\,\lambda_1) \cdot g' l^2$	$(0{,}00209 - 0{,}00297\,\lambda_1) \cdot g' l^2$	$(1 - \lambda_1) \cdot \frac{p l^2}{48}$	$-\lambda_1 \cdot \frac{15}{4} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$	
Näherungswerte						
H	$\frac{g l^2}{8 f}$	$\frac{g' l^2}{56 f}$	$\frac{g' l^2}{112 f}$	$\frac{p l^2}{16 f}$	$235 \frac{h^2}{f^2} \cdot t'$	0
A	$\frac{g l}{2}$	$\frac{g' l}{6}$	$\frac{5}{32} \cdot g' l$	$\frac{13}{32} \cdot p l$	0	0
M_A	0	$-\frac{g' l^2}{205}$	$-0{,}00758\, g' l^2$	$-\frac{p l^2}{64}$	$156 \frac{h^2}{f} \cdot t'$	$-21\, h^2 \cdot \Delta t$
M_B	0		$+0{,}00283\, g' l^2$	$+\frac{p l^2}{64}$		
$M_{\frac{s}{16}}$	0	$+0{,}00031\, g' l^2$	$+0{,}00191\, g' l^2$	$+\frac{9}{1024} \cdot p l^2$	$-45 \frac{h^2}{f} \cdot t'$	
$M_{-\frac{s}{16}}$	0		$-0{,}00160\, g' l^2$	$-\frac{9}{1024} \cdot p l^2$		
M_S	0	$-0{,}00176\, g' l^2$	$-0{,}00088\, g' l^2$	0	$-78 \frac{h^2}{f} \cdot t'$	

Die Momente an den Kämpfern, im Bogendreisechzehntel und im Scheitel sind

$$M_{t'}^A = M_{t'}^B = X_{t'} \cdot \frac{2}{3} f = \lambda_1 \cdot \frac{15}{2} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$$

$$M_{t'} = - X_{t'} \cdot \frac{37}{3 \cdot 64} f = - \lambda_1 \cdot \frac{555}{256} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'$$

$$M_{t'}^s = - X_{t'} \cdot \frac{f}{3} = - \lambda_1 \cdot \frac{15}{4} \frac{EJ}{f} \cdot \varepsilon t'.$$

Aus einer Temperaturdifferenz der inneren und äußeren Bogenfaser um $\varDelta t$ ergibt sich

$$Z_{\varDelta t} = - \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \varDelta t$$

und damit im ganzen Bogen ein konstantes Moment

$$M_{\varDelta t} = - \frac{EJ}{h} \cdot \varepsilon \varDelta t \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (15)$$

Die Senkung $\varDelta f$ des Scheitels ergibt sich aus

$$ds = dx \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2},$$

womit annähernd

$$s = l + \frac{8 f^2}{3 l}.$$

Durch Differenzierung ist

$$\varDelta s = \frac{16 f \cdot \varDelta f}{3 l},$$

woraus die Senkung

$$\varDelta f = \frac{3 l}{16 f} \cdot \varDelta s \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (16)$$

$\varDelta s$ berechnet sich aus der Beziehung

$$\frac{\varDelta s}{s} = \frac{N}{EF},$$

wenn N die durchschnittliche Normalkraft des Bogens bedeutet.

β) Konstruktion und Beispiele glatter Bogendächer.

1. Abmessungen des Bogens.

In der überwiegenden Mehrzahl der Ausführungen hat man es mit gelenklosen oder eingespannten Bogen zu tun. Der Grad der Einspannung an den Kämpfern wird allerdings von der Bauart der Auflager abhängen, da diese gegen Verdrehungen stets mehr oder weniger nachgiebig sein können. In der Regel treten aber an ihnen je nach der Belastung positive und negative Momente auf, woraus die Regel folgt, daß die Kämpferteile an der oberen und unteren Seite mit Eiseneinlagen zu verstärken sind. Nur bei kleinen Gewölben wird infolge des Größenverhältnisses der Momente und Achsenkräfte aus der beweglichen Last eine an der Oberseite liegende, für die maximalen negativen Momente berechnete Bewehrung genügen. Das Bogenviertel ist in gleicher Weise verschieden gerichteten Momenten ausgesetzt und wird demnach zwei Eiseneinlagen erhalten müssen. In kleinen Gewölben mit einfacher Einseneinlage legt man diese bis zum Bogenviertel in die Nähe der Außenseite. Im Scheitel treten für die meist üblichen Belastungen nur positive Momente auf, die in der Regel klein sind und daher nur eine an der Unterseite liegende Eisenverstärkung bedingen.

Die Bemessung der Querschnitte des Bogens erfolgt nach den größten in ihnen wirkenden Momenten M in Verbindung mit den hierbei auftretenden Achsialkräften N versuchsweise. Ist die Querschnittshöhe h und die betrachtete Breite b ($= 100$ cm), so ergeben sich für homogenes Material die Randspannungen $\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$, also

$$\left.\begin{aligned} \sigma_d &= -\frac{N}{bh}\left(1+\frac{6e}{h}\right) \\ \sigma_z &= -\frac{N}{bh}\left(1-\frac{6e}{h}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

wenn $e = \frac{M}{N}$ gesetzt wurde. Ersetzt man die bei $e > \frac{h}{6}$ auftretenden Zugspannungen des Betons $Z = \frac{b x' \sigma_z}{2}$ (Abb. 209) durch solche in Eiseneinlagen $f_e\,\sigma_e$, so gilt

$$f_e \sigma_e = \frac{b x' \sigma_z}{2},$$

woraus mit

$$x' = h \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_d + \sigma_z} = \frac{b h^2}{2N}\,\sigma_z$$

Abb. 209.

der erforderliche Eisenzugquerschnitt

$$f_e = \frac{(b h \sigma_z)^2}{4 N \sigma_e} \quad \text{oder} \quad f_e = \frac{N}{4\,\sigma_e}\left(6\frac{e}{h}-1\right)^2 \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

Hierin kann $\sigma_e = 1000$ kg/cm² gesetzt werden.

Mit dieser rohen Näherung für die Zugeiseneinlage f_e auf einer Seite, der sich eine ebensolche Näherung für f_e' (bei negativen Momenten, Doppelbewehrung) in der Form

$$f_e' = f_e \cong \frac{N}{4{,}5\,\sigma_e}\left(5\frac{e}{h}-1\right)^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2a)$$

anfügen läßt, erfolgt eine genauere Nachprüfung der Spannungen unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen mit den Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} x^3 + 3\left(e-\frac{h}{2}\right)\cdot x^2 + \frac{6n}{b}\left[\left(e-\frac{h}{2}+a'\right)f_e' + \left(e+\frac{h}{2}-a\right)f_e\right]\cdot x \\ = \frac{6n}{b}\left[\left(e-\frac{h}{2}+a'\right)\cdot a' f_e' + \left(e+\frac{h}{2}-a\right)\cdot(h-a)\,f_e\right] \\ N = \sigma_d\cdot\left[\frac{bx}{2} + \frac{x-a'}{x}\,n f_e' - \frac{h-x-a}{x}\cdot n f_e\right] \\ \sigma_e = \frac{h-x-a}{x}\cdot n\sigma_d \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

Eine Vereinfachung wird erzielt, indem, wie es der Praxis häufig entspricht, $f_e = f_e'$ und $a = a'$ gesetzt wird. Damit lauten die Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} x^3 + 3\left(e-\frac{h}{2}\right)x^2 + \frac{12\,enf_e}{b} = \frac{6nf_e}{b}\left[2a^2 + (e-2a)\,h + \frac{h^2}{2}\right] \\ N = \frac{\sigma_d}{2x}\cdot\left[bx^2 + 2nf_e\,(2x-h)\right] \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (4)$$

Die statischen Eiseneinlagen (Tragstäbe, Entfernung 10 bis 30 cm) sind in der Regel Rundstäbe, zuweilen auch gewöhnliche Flacheisen oder spiralförmig gewundene Flacheisen (Bauweise Habrich oder Thomas und Steinhoff), ferner Ransome-Stäbe und

kleine L- oder ⊥-Profile. Diesen Einlagen mit relativ geringem Trägheitsmoment, die man unter dem Namen „schlaff" zusammenfaßt, stehen die „steifen", selbsttragenden Bewehrungen (System Melan) gegenüber.

Um auch in der Längsrichtung, d. h. quer zur Spannweite, genügenden Zusammenhalt zu erzielen, sind Verteilungsstäbe einzubetten, die in Abständen von 20 bis 50 cm liegen sollen und an den Bewegungsfugen zu stoßen sind. Für das Entwerfen von Bogendächern gibt die Tabelle einen Anhalt.

Tabelle für Bogendächer.[1])

Spannweite l in m		10	15	20	25
Pfeil f in m		2,0	2,5	3,0	3,5
Stärke in cm	Kämpfer . .	12	14	16	18
	Bogenviertel	10	11	13	15
	Scheitel . . .	8	9	11	12
Eiseneinlagen auf 1 m Länge an Ober- und Unterseite je	Kämpfer . .	8 R.-E. 9	8 R.-E. 10	8 R.-E. 11	8 R.-E. 12
	Bogenviertel	4 R.-E. 9 4 R.-E. 8	4 R.-E. 10 4 R.-E. 8	4 R.-E. 11 4 R.-E. 9	4 R.-E. 12 4 R.-E. 10
	Scheitel . . .	8 R.-E. 8	8 R.-E. 8	8 R.-E. 9	8 R.-E. 10
Eisengewicht der Dachhaut in kg/m²		8,0	9,0	11,0	13,0
Querschnitt des Zuggurts auf 1 m Länge in cm²		2,6	5,0	8,0	11,8

Bei steifen Eiseneinlagen (Abb. 210) mit den Querschnitten F_e und den Trägheitsmomenten J_e werden die Randspannungen genügend genau aus der Beziehung zu rechnen sein

$$\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W},$$

worin

$$F = bh + nF_e$$

Abb. 210.

$$W = \frac{bh^2}{6} + \frac{2nJ_e}{h}\left(\text{giltig für } h_e = \frac{h}{2}\right).$$

Unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen entstehen die Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} x^3 + 3(e - h_e)\cdot x^2 + \frac{6enF_e}{b}\cdot x &= \frac{6n}{b}(J_e + eh_eF_e) \\ N &= \sigma_d\cdot\left[\frac{bx}{2} - \frac{h_e - x}{x}\cdot nF_e\right] \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \quad (5)$$

Es ist wichtig, daß die berechneten bezw. die der Bestimmung der Momente und des Seitenschubes zugrunde gelegten Bogenstärken bei der Ausführung nicht überschritten werden, da größere Belastungen andere Biegungsmomente, vor allem aber größere Seitenschübe erzeugen.

[1]) Nach Gottschalk.

2. Die Zuggurte.

Für die Seitenschubgurte werden in der Regel Rundeisen aus Flußeisen mit einer zulässigen Beanspruchung von 1000 kg/cm² in Stärken von weniger als 40 mm verwendet. In einigen Fällen wurden mit Vorteil Stahlkabel von hoher Zugfestigkeit (14 000 bis 16 000 kg/cm²) benutzt, die von außen angespannt sind. Bei Flußeisenstäben empfiehlt es sich, die Anspannung mittels Spannschlösser von innen zu bewirken, insbesondere dann, wenn sie frei liegen. In der Regel sind die Spannschlösser in der Mitte des überdeckten Raumes, seltener in der Nähe der Kämpfer eingeschaltet. Oft sind Zuggurte gebräuchlich, die aus Winkeleisen zusammengesetzt sind; in diesen Fällen verzichtet man meist auf besondere Anspannvorrichtungen. Alle frei liegenden Zuggurte müssen je nach ihrer Querschnittsform in Entfernungen von 2 bis 4 m mittels 8 bis 12 mm starker Rund- oder auch Flacheisen am Bogen aufgehängt werden; es ist stets erwünscht, daß ihnen eine kleine Sprengung gegeben wird, um das Einsenken auszuschließen, das unschön wirkt.

Ist der Querschnitt der Zugstange F_0, ihr Widerstandsmoment in bezug auf eine wagerechte Achse W_0 (in cm³), so ist ihr Gewicht $g = 0{,}0078\,F_0$ und das Größtmoment in den Aufhängepunkten $M = \frac{g\,l^2}{10} = 0{,}00078\,F_0\,e^2$, wenn e deren Entfernung bedeutet.

Nimmt man an, daß die Höchstspannung die Proportionalitätsgrenze nicht überschreiten soll, so ergibt sich aus der Beziehung

$$\sigma_{\text{prop.}} - \sigma_{\text{zulässig}} = \frac{0{,}00078\,F_0\,e^2}{W_0}$$

$$e = \sqrt{\frac{W_0 \cdot (\sigma_{\text{prop.}} - \sigma_{\text{zul.}})}{0{,}00078\,F_0}}.$$

Mit $\sigma_{\text{prop.}} = 1600$, $\sigma_{\text{zul.}} = 1000$ kg/cm² wird mit e in Metern

$$e \leqq 8{,}8 \cdot \sqrt{\frac{W_0}{F_0}} \quad \text{. . . . . (1)}$$

Die Entfernung der Zuggurte voneinander wählt man, sofern besondere Beschränkungen nicht vorliegen, 3 bis 4 m. Da die Zuggurte als wichtigste Teile gegen Verrosten sicher geschützt werden müssen, was bei Räumen mit sauren Gasen schwer ist, und da freiliegende Eisenstäbe gegen Erhitzungen bei Bränden wenig widerstandsfähig sind, so werden sie häufig mit Beton umhüllt. In diesem Falle legt man 4 und mehr Rundeisen kleineren Durchmessers in den Zugbalken und verbindet sie mit dünnen Eisenbügeln. Ihre Biegungsfestigkeit gestattet, die Aufhängestangen, welche dann ebenfalls einbetoniert werden, in größeren Abständen zu legen. Eine Sprengung von $\frac{1}{200}$ bis $\frac{1}{500}$ der Spannweite ist auch beim massiven Zuggurt zu empfehlen. Alle Zugstangen müssen ungestoßen von Kämpfer zu Kämpfer reichen; allfällige Verbindungen sind durch sorgfältige und erprobte Verschweißung oder besser durch Verschraubung herzustellen.

Bei Bogendächern über Gesellschaftssälen u. dergl. wirken die Zugstangen raumstörend. In diesen Fällen hat sich die Anhängung einer Rabitzdecke bewährt, welche bei entsprechender Formgebung eine gute Akustik und eine hinreichende Wärmeisolierung nach oben erzeugt. Die Skizze einer solchen Konstruktion zeigt die Abb. 211 mit unter der Decke liegender Arbeitsrüstung. Eine ähnliche Anordnung weist der erste größere Eisenbetonbau Berlins, der Konzertsaal im Hofjäger, auf (Abb. 231).

Eine andere Methode, um die Beeinträchtigung der bogenüberdeckten Räume durch Zugstangen zu vermindern, ohne zu dem Mittel völliger Maskierung zu greifen, besteht

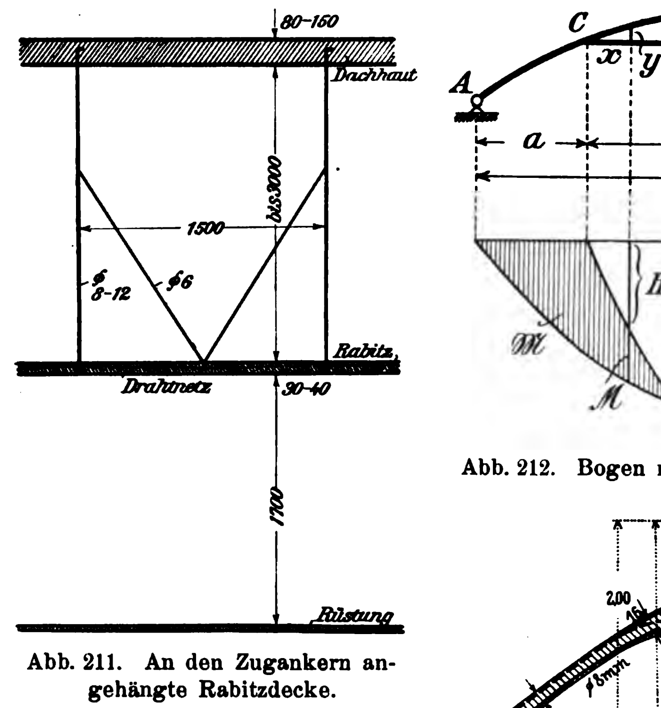


Abb. 211. An den Zugankern angehängte Rabitzdecke.

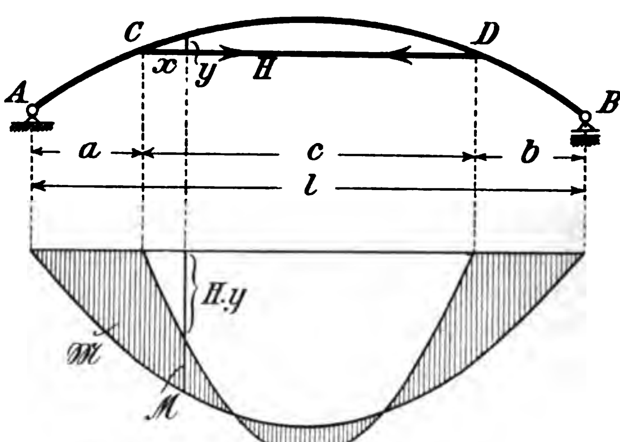


Abb. 212. Bogen mit überhöhtem Zuggurt (Momente).

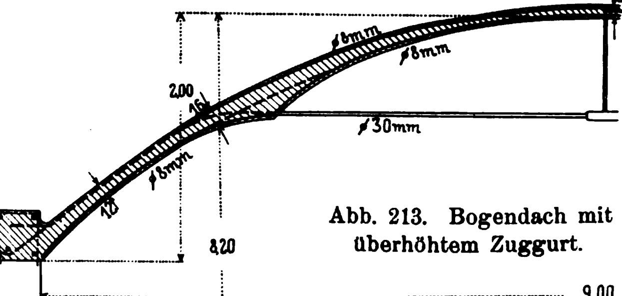


Abb. 213. Bogendach mit überhöhtem Zuggurt.

in dem Höherlegen der Schubanker nach Schema Abb. 212. Dieses Tragwerk kann als Bogen mit 2 Gelenken betrachtet werden, für welchen die Beziehungen gelten:

Strecken AC und BD . . . $M = \mathfrak{M}$ (Moment des Freiträgers AB)

Bogen CD . . . . $M = \mathfrak{M} - Hy, \qquad N = -H,$

$$M' = \frac{\partial M}{\partial H} = -y, \quad N' = \frac{\partial N}{\partial H} = -1,$$

woraus unter Vernachlässigung der Temperaturen

$$H = \frac{\int\limits_{x=0}^{x=c} \mathfrak{M} y \, dx}{\int\limits_{x=0}^{x=c} y^2 \, dx + \frac{J}{F} c \left(1 + \frac{E}{E_0} \cdot \frac{F}{F_0}\right)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (2)$$

Bogendächer mit überhöhten Zuggurten sind von der Firma Lolat-Eisenbeton Fr. H. Müller in Rostock in Mecklenburg bis 12 m Spannweite ausgeführt. Für größere Räume dürfte diese Bauweise wegen der bedeutenden Momente in den Punkten C und D nicht zu empfehlen sein. Das Beispiel eines 9 m weiten Daches zeigen die Abb. 213 u. 214. Der Gesamtpfeil beträgt 2 m, der Pfeil des Bogens über dem Zuggurt 0,80 m. Die Gewölbestärken sind am Scheitel 8, in der Nähe der Kämpfer 12 cm und nehmen gegen die Punkte C und D auf 30 cm zu. Die Ausführung dieses Daches zeigt Abb. 214.

Aus den vorerwähnten Gründen der Raumwirkung sind die Dächer mit **gesprengtem Zuggurt** entstanden, die insbesondere dort am Platze sind, wo die angehängte Decke Gewölbeform erhalten und eine Höherlegung des Daches nicht erfolgen soll. Hierbei kann ein Teil der Dachwölbung für den überdeckten Raum nutzbar gemacht werden,



Abb. 214. Ausführung des Daches in Abb. 213.

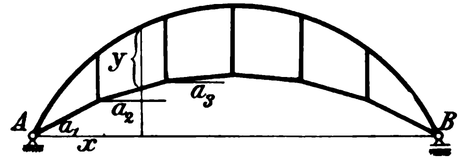


Abb. 215. Bogen mit gesprengtem Zuggurt.

ohne daß dieser durch Zuganker unterbrochen wird.

Das Biegungsmoment des Bogens an irgend einer Stelle ist (Abb. 215)

$$M = \mathfrak{M} - Hy,$$

worin y die lotrechte Entfernung des Bogenpunktes vom Zuggurt ist. Die Berechnung des Seitenschubes erfolgt daher in gleicher Weise wie oben. Die Zugkräfte in den Gurtgliedern sind $H \cdot \sec \alpha_1$, $H \cdot \sec \alpha_2$ usw., jene in den Aufhängestäben $H(\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2)$, $H(\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \alpha_3)$ und $2\,H \cdot \operatorname{tg} \alpha_3$.

8. Die Kämpfer.

Die **Verankerung der Zuggurte** in den Kämpferbalken kann auf verschiedene Art erfolgen. Die einfachste Methode ist die der Vernietung oder Verschraubung des Ankers an einem liegenden Kämpferbalken aus Eisen von ⊔ oder ⌶-Form (Abb. 216), oder auch an einem genieteten Fachwerkbalken; diese Bauart wird sich insbesondere

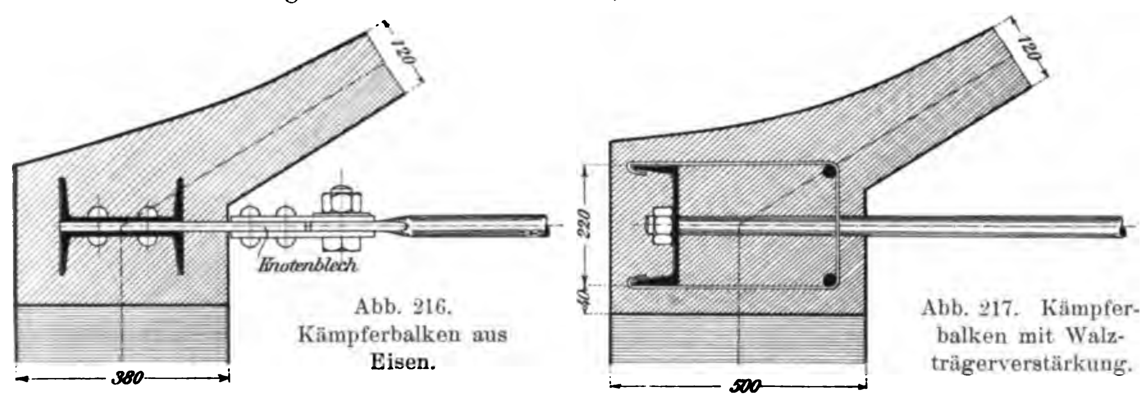


Abb. 216. Kämpferbalken aus Eisen.

Abb. 217. Kämpferbalken mit Walzträgerverstärkung.

bei der Verwendung steifer Eiseneinlagen im Bogen (System Melan) der Gesamtkonstruktion organisch anschließen lassen. Die zweite Methode besteht darin, daß der Zuganker durch eine in der Nähe der Außenseite liegende Ankerplatte geführt und dort mittels einer Schraubenmutter, die mit einbetoniert ist, festgehalten wird. Die Ankerplatte, deren Druckfläche der Größe des Horizontalschubs anzupassen ist, besteht aus Gußeisen oder aus einem gewalzten Träger (Abb. 217). Bei Zuggurten, welche aus mehreren dünneren Eisen bestehen, genügen in der Regel hakenförmige Umbiegungen, die mit dünnem Draht gesichert und in wagerechte Verteilungsstäbe eingehängt sind

(Abb. 218). In beiden Fällen sind die Kämpferbalken aus Eisenbeton herzustellen, die in wagerechtem

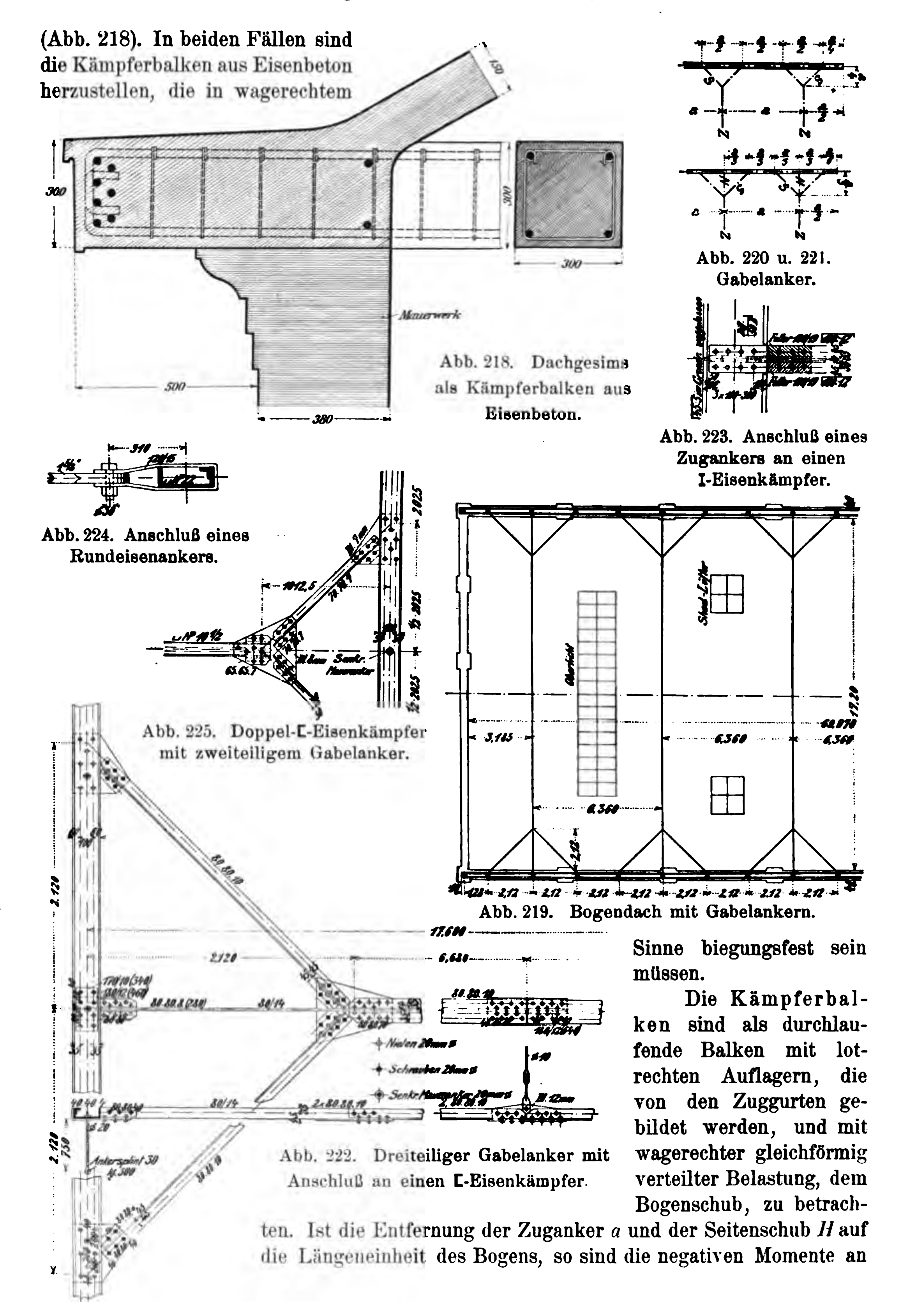


Abb. 218. Dachgesims als Kämpferbalken aus Eisenbeton.

Abb. 220 u. 221. Gabelanker.

Abb. 223. Anschluß eines Zugankers an einen I-Eisenkämpfer.

Abb. 224. Anschluß eines Rundeisenankers.

Abb. 225. Doppel-C-Eisenkämpfer mit zweiteiligem Gabelanker.

Abb. 219. Bogendach mit Gabelankern.

Abb. 222. Dreiteiliger Gabelanker mit Anschluß an einen C-Eisenkämpfer.

Sinne biegungsfest sein müssen.

Die Kämpferbalken sind als durchlaufende Balken mit lotrechten Auflagern, die von den Zuggurten gebildet werden, und mit wagerechter gleichförmig verteilter Belastung, dem Bogenschub, zu betrachten. Ist die Entfernung der Zuganker a und der Seitenschub H auf die Längeneinheit des Bogens, so sind die negativen Momente an

den Auflagern $M_A = \frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{10} Ha^2$, die positiven Feldmomente etwa $M = \frac{1}{24} Ha^2$ in den Mittel- und $M = \frac{1}{12} Ha^2$ in den Endfeldern. Hiernach sowie nach den auftretenden Querkräften sind die Kämpferbalken zu dimensionieren. Zur Verringerung der Stützweite a werden die Anker gegabelt (Abb. 219 bis 221); diese Konstruktion empfiehlt sich besonders dann, wenn die Anker aus Winkeleisen bestehen, wie die Abb. 222 bis 225 darstellen.

4. Beispiele glatter Bogendächer.

Überdachungen nach Bauart Melan.

Das von Pittel u. Brausewetter ausgeführte Dach im Arbeiterheim in Wien-Favoriten[1]) ist wie die Melan-Brückengewölbe durch steife Eiseneinlagen gekennzeichnet. Sie bestehen aus 100 mm hohen, in 600 bis 750 mm Abstand liegenden I-Eisen, welche einen Saal von 18 m Lichtweite und 31,6 m Länge frei überspannen (Konstruktion in Beton u. Eisen 1903, Heft IV, S. 230 u. f.). Der Zwischenraum ist mit einer 100 mm dicken Betonschicht ausgestampft. Das Dach bildet sonach einen Übergang von den Eisendächern zu den Eisenbetondächern. Die Eisenrippen stützen sich bei 2,6 m Pfeil an Kämpferbalken aus ⊔-Eisen, die in Entfernungen von 3,75 m durch Patent-Tiegelgußstahlkabel von 24,5 mm Durchmesser und 14 000 bis 15 000 kg/cm² Zugfestigkeit verankert sind. Der statischen Berechnung wurden folgende Werte zugrunde gelegt:

Dachdeckung (Kiesschüttung, Holzzement, Korksteinlage) . 170 kg/m²
Betonbogen einschl. Eisenrippen, 10 cm stark . . . . . 250 „
Wind- und Schneedruck . . . . $p =$ 100 „

Aus dem Moment der lotrechten ständigen Lasten bezüglich des Scheitels ergab sich ein Seitenschub $H_g = 9603$ kg/m, aus jenen von Wind- und Schneedruck $H_p = 1558$, sonach $H = 9161$ kg/m. Für halbseitige Belastung durch Schnee und Wind entstehen $H_1 = 8382$ kg und max $M = \frac{9}{1024} p l^2 = 28\,470$ kgcm; der Querschnitt beträgt bei einer Trägerentfernung von 75 cm

$F = F_b + n F_e = 100 \cdot 10 + 15 \cdot \frac{100}{75}\, 12{,}27 = 1245$ cm², das Trägheitsmoment ist

$J = J_b + n J_e = \frac{1}{12}\, 100 \cdot 10^3 + 15 \cdot \frac{100}{75} \cdot 205{,}8 = 12\,449$ cm⁴, somit

$$\sigma = -\frac{H_1}{F} \pm \frac{Mh}{2J} = -6{,}7 \pm 11{,}4 = \begin{cases} +\ 4{,}7 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug} \\ -\ 18{,}1 \quad „ \quad \text{Druck.} \end{cases}$$

Ein anderes Bogendach nach der Bauart Melan zeigen die Abb. 226 bis 229. Die kontinuierlichen Bogen überspannen Räume von 15.3 m Weite mit 2,10 m Pfeil und Stärken von 28 cm am Kämpfer bis 10 cm am Scheitel. Die im unteren Bogenteil liegenden I-Eisen Nr. 8 stützen sich gegen ⊢⊣-Kämpferbalken Nr. 28, an die sich in der aus den Abbildungen ersichtlichen Weise die Zuganker anschließen. Die Verbindung der Anker mit dem Kämpfer über den Mittelstützen ist völlig einbetoniert. Die Beleuchtung erfolgt durch große Satteloberlichter, deren Gerippe aus Eisen bestehen (Entwurf von Dr. Bauer in Prag).

Die Abb. 230 veranschaulicht ein steif bewehrtes Bogendach von 15,0 m Spannweite. Die Eiseneinlage besteht aus T-Profilen 50 · 50 mm, zwischen denen 2 Drahtgeflechte von 50 mm Maschenweite und 3 mm Stärke eingespannt sind. Der Seitenschub wird von an Gußeisenplatten verankerten Rundeisen aufgenommen; zur seitlichen

[1]) Beton u. Eisen 1903, Heft IV, S. 229 u. f.

Versteifung des Kämpfers sind alte Lokomotivsiederohre und Winkeleisen eingebettet. Die Widerlager haben eine Verstärkung durch ein Eisenfachwerkgerippe erhalten. Eine ähnliche Konstruktion ist von R. Toepfer in Hannover ausgeführt, bei der die gesamte Bewehrung aus Lokomotivsiederohren besteht, die ebenfalls mittels Drahtgeflechte verbunden sind.[1])

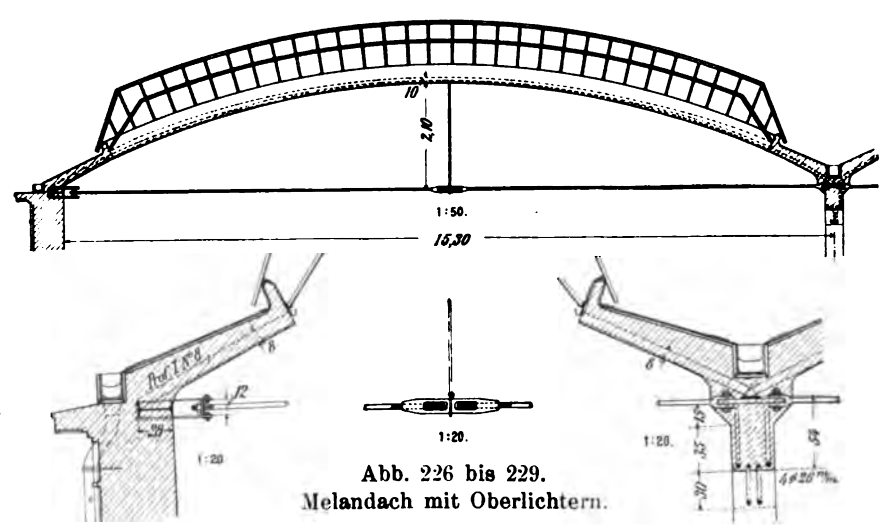


Abb. 226 bis 229.
Melandach mit Oberlichtern.

Bogendach im Hofjäger in Berlin.

Die meisten Bogendächer sind mit schlaffen Eisen ausgeführt; diese werden nur

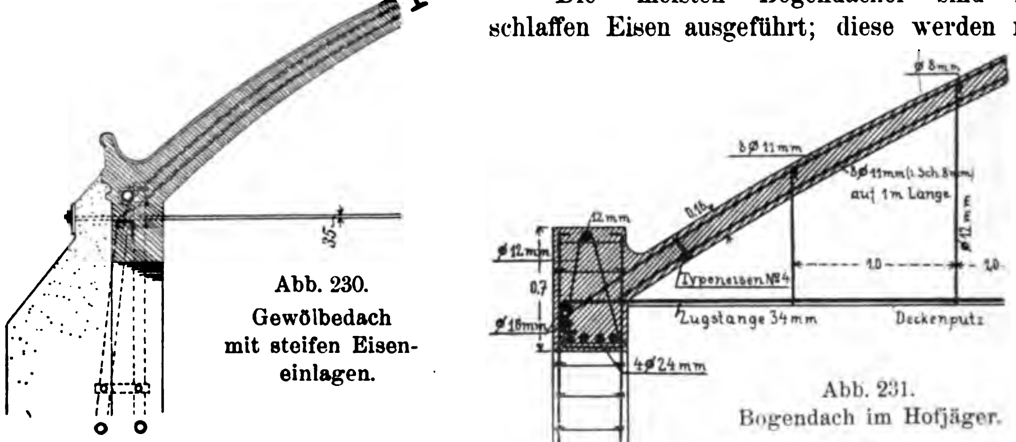


Abb. 230.
Gewölbedach mit steifen Eiseneinlagen.

Abb. 231.
Bogendach im Hofjäger.

in jene Teile des Gewölbequerschnitts eingelegt, in denen sie wegen der auftretenden Zugspannungen erforderlich sind; daher ist der Eisenverbrauch ein geringerer, wobei jedoch die Ausführung schwieriger und größte Sorgfalt nötig ist. Das in dieser Beziehung typische Bogendach zum Hofjäger[2]) in Berlin überdeckt einen Konzertsaal mit 20 m Lichtweite und 3 m Pfeil. Die Scheitelstärke beträgt 11, die Kämpferstärke 16 cm (Abb. 231). Die Eiseneinlagen bestehen aus je 8 an der Innen- und Außenseite des Bogens liegenden Rundeisen von 8 bezw. 11 mm, welche durch die Lolatschen Typeneisen in ihrer Lage erhalten bleiben. Das Dach ist zwischen kräftigen Rahmenbalken am Kämpfer verspannt, die einheitlich mit den Wandständern ausgeführt sind. Die Zugstangen haben Kreisquerschnitt von 34 mm Durchmesser, sind durch Einhaken mit dem Kämpferbalken verankert, in Abständen von je 1 m am Bogen aufgehängt und tragen eine Rabitzdecke.

[1]) Zement und Beton 1903, S. 113 u. 125.
[2]) Deutsche Bauztg. 1904, Zementbeilage Nr. 14.

Dächer der gleichen Bauart sind von der Firma Lolat in Spannweiten von 19 bis 24 m in der Porzellanfabrik in Altwasser in Schlesien und anderwärts zahlreich ausgeführt.

Bogendach mit einseitigem Kragarm für die Gießlersche Brauerei in Brühl bei Köln.[1])

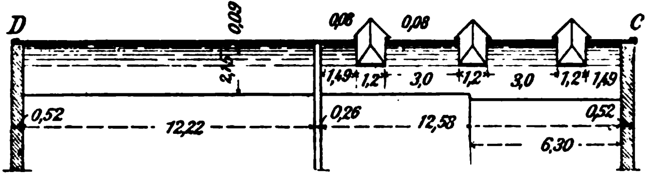
Unter Vernachlässigung der Wirkung der Achsialkraft und der Temperatur besteht die Beziehung:

$$L = 0 = \int M \cdot \frac{\partial M}{\partial H}\, dx.$$

Bedeutet M_B das Biegungsmoment am rechtseitigen Kämpfer, der als Ursprung für die Bogen-Koordinaten x und y gewählt wird, l die Spannweite des Bogens, l_1 die Auskragung des Kragarmes, so ist (vergl. Abb. 234)

$$M = M_B \frac{l-x}{l} + \mathfrak{M} - Hy$$

$$\frac{\partial M}{\partial H} = -y.$$



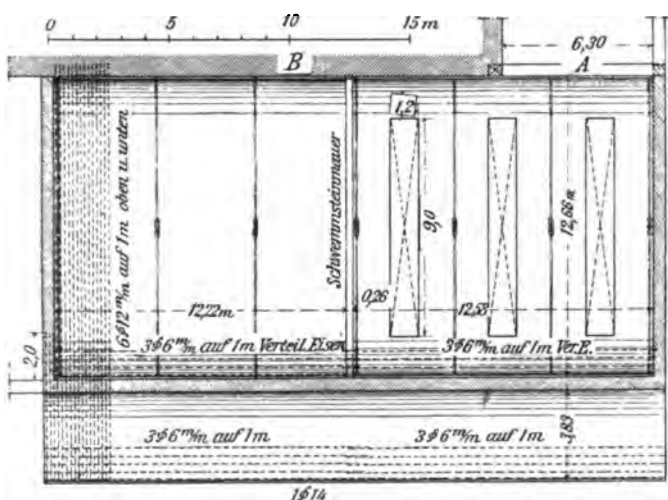


Abb. 232 u. 233. Längenschnitt und Grundriß des Daches für die Gießlersche Brauerei in Brühl bei Köln (s. Abb. 234 bis 239).

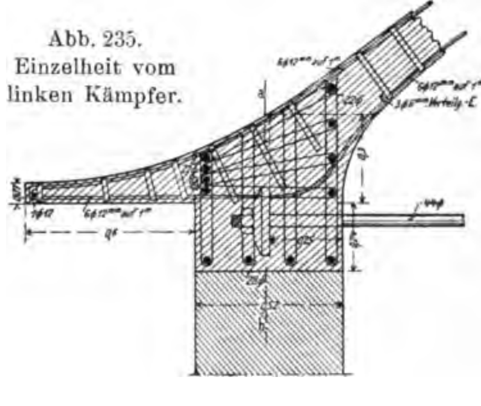


Abb. 235. Einzelheit vom linken Kämpfer.

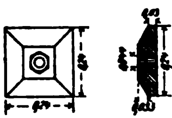


Abb. 236. Ankerplatten.

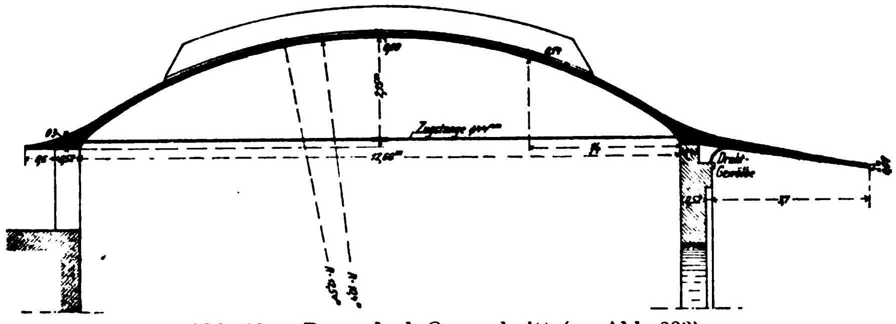


Abb. 234. Bogendach-Querschnitt (zu Abb. 233).

Bei parabolischer Bogenachse mit der Gleichung $y = \frac{4f}{l^2}(lx - x^2)$

[1]) Deutsche Bauztg. 1907, Zementbeilage S. 57 u. f.

entsteht der Seitenschub

$$H = \frac{\frac{M_B}{l} \int\limits_0^l (l - x)(lx - x^2)\, dx + \int\limits_0^l \mathfrak{M}\, (lx - x^2)\, dx}{\frac{4f}{l^2} \cdot \int\limits_0 (lx - x^2)\, dx}.$$

Für gänzliche Belastung des Bogens und Kragarms mit p kg/m² Nutzlast und g kg/m² Eigengewicht ist mit $g + p = q$

$$M_B = -\frac{q l_1^2}{2}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{q}{2}(lx - x^2)$$

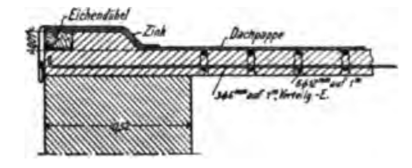


Abb. 237. Auflagerung der Dachhaut auf der Stirnmauer.

Abb. 238. Schnitt *a—b* (Abb. 235) durch den Kämpferbalken an der Stirnmauer.

und daher

$$H = \frac{q}{8f}(l^2 - 2{,}5\, l_1^2)$$

$$M = -\frac{q l_1^2}{2} \cdot \frac{l - x}{l} + \frac{q}{2}(lx - x^2) - \frac{q}{2\, l^2}(l^2 - 2{,}5\, l_1^2)(lx - x^2).$$

Der Momentennullpunkt des Bogens liegt bei $x = 5{,}25$ m, das Momentenmaximum bei $x = 9{,}25$ m und beträgt $+ \max M = 41\,000$ kgcm. Die hier vorhandene Achsialkraft ist $N = 2{,}995$ t, ihre Exzentrizität $e = 0{,}137$ m.



Abb. 239. Ansicht des Bogenkragdaches.

Für die Dimensionierung der Zugstange ist der Bogen vollbelastet, der Kragarm dagegen entlastet angenommen. Es ergibt sich hierbei max $H = 3{,}1$ t auf 1 m Gewölbelänge. Die Zugstangen liegen in 4,34 m Abstand und sind 44 mm stark. Außerdem ist der Fall halbseitiger Bogenbelastung mit anschließender Belastung des Kragarms hinsichtlich des

Seitenschubes und der Größtmomente untersucht Die Kämpferbalken sind der größten Seitenkraft entsprechend bemessen. Ausführung Karl Brandt, Düsseldorf. Die Konstruktionseinzelheiten sind aus den Abb. 233 bis 239 ersichtlich.

Auf Zeche „Julia" bei Herne sind von derselben Firma mehrere Bogendächer, darunter eins über einem Raum von 13 m Breite und 18,1 m Länge ausgeführt. Das

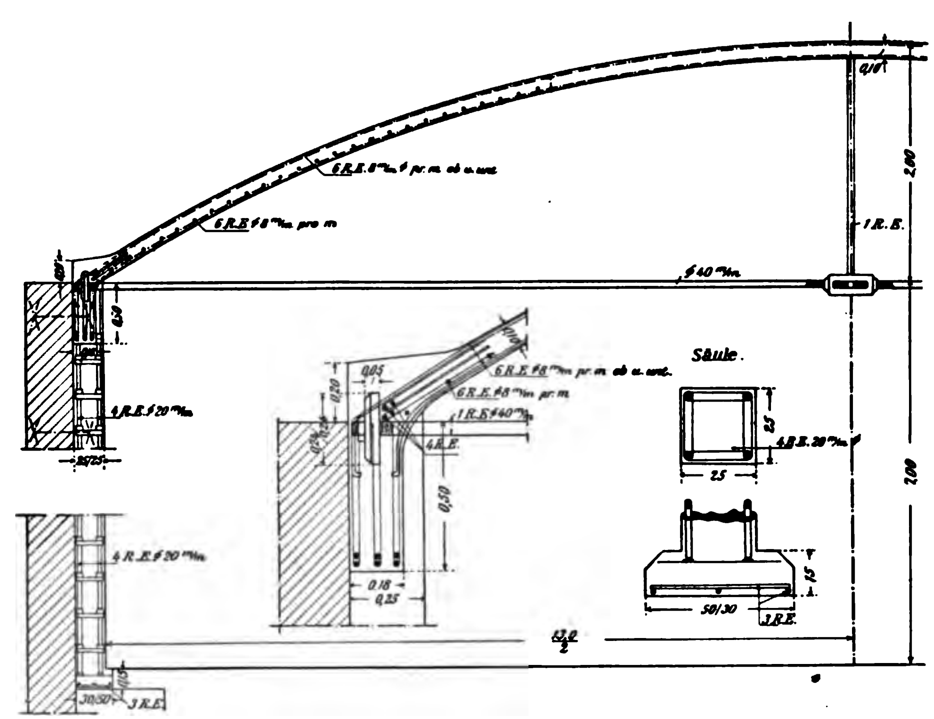


Abb. 240 bis 242. Bogendach auf Zeche Julia mit Einzelheiten vom Kämpfer und von der Säule

halbkreisförmige Dach hat 2 m Pfeil und 10 cm Stärke, ist durch drei Oberlichtöffnungen von 2 × 5 m Grundriß durchbrochen und ruht auf Eisenbetonsäulen von 25 · 25 cm auf. Die vier aus Rundeisen bestehenden Zuganker sind in der Mitte mit

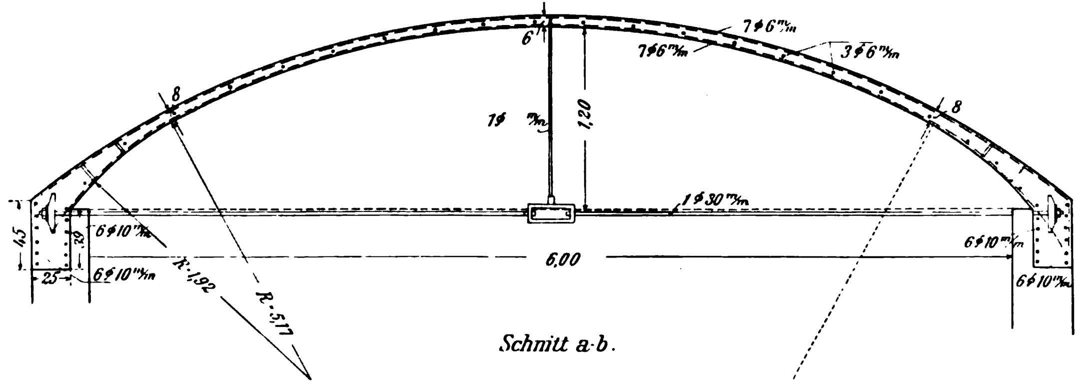


Abb. 243. Bogendach auf Zeche Karolinenglück.

Spannschlössern versehen und in den Kämpfern durch Gußeisenplatten verankert (Abb. 240 bis 242).

Über dem 29,50 m langen und 4,17 m breiten Heizerstande sowie über dem 6 m

breiten Pumpengebäude der Zeche „Karolinenglück" sind korbbogenförmige Dächer ausgeführt. Einen Querschnitt des letztgenannten zeigt die Abb. 243.

Monierdächer von Franz Schlüter in Dortmund.

Das Dach für Dr. Otto u. Co. in Dahlhausen überspannt einen Raum von 10 m Länge und 12,55 m Lichtweite (Abb. 244). Das relativ schwere Dach ruht auf 0,80 m dicken Umfassungswänden (Abb. 245). Die Kämpferbalken sind 550 mm breit und durch 8 Rundstäbe von 15 mm bewehrt, die durch 7 mm-Bügel in Entfernungen von 200 mm verbunden sind. Die Zuganker, aus 23 mm dicken Rundeisen bestehend, liegen paarweise in Abständen von 375 und 1835 mm.

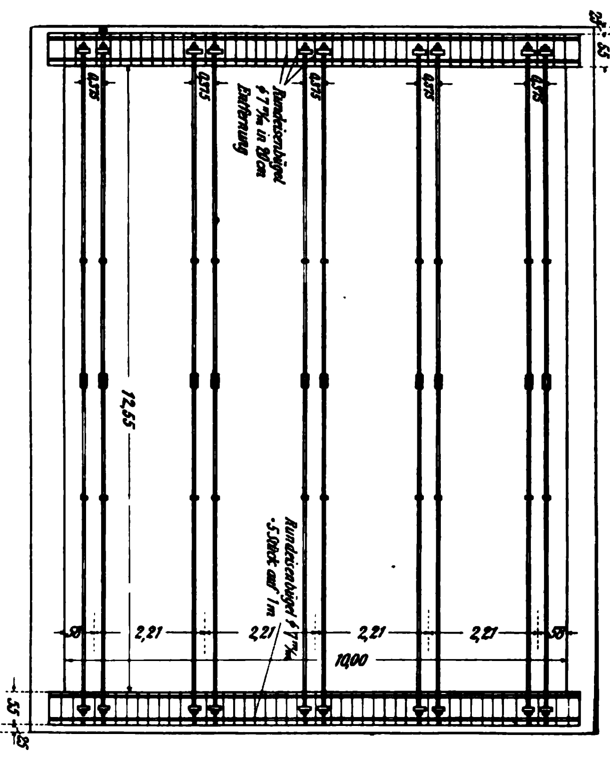


Abb. 244. Grundriß des Daches (s. Abb. 245 bis 248).

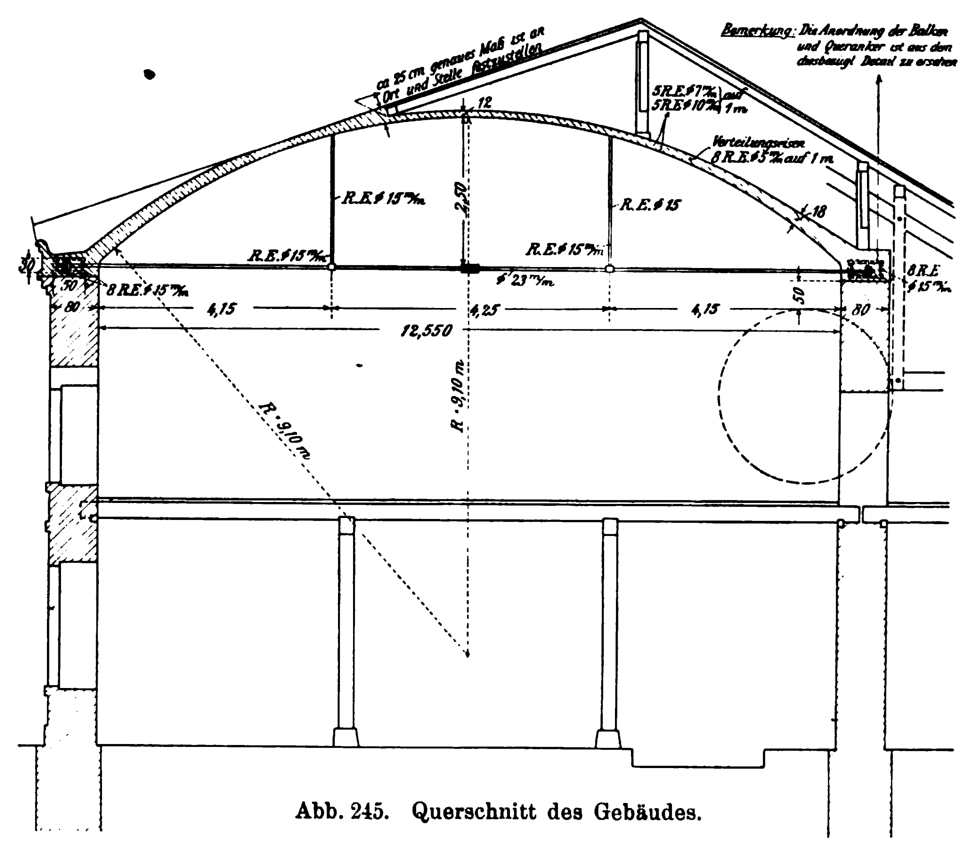


Abb. 245. Querschnitt des Gebäudes.

Die Verankerung erfolgt durch quadratische Schmiedeisenplatten von 20 mm Dicke mit 200 mm Seitenlänge. Platten und Schraubenmuttern sind völlig einbetoniert. Die Einzelanordnung zeigen die Abb. 246 bis 248.

Abb. 246 bis 248. Konstruktionseinzelheiten des Kämpfers, der Zugankerplatte und der Zugstangenaufhängung.

Das Monierdach für ein Kesselhaus auf Zeche Nordstern ist 13,2 m lang und über 18,4 m entfernten Mauern von 2 Stein Stärke freigespannt. Der Pfeil beträgt 3,8 m, die Bogenstärken 12 bezw. 20 cm. Die Kämpfer sind durch Einlage von ⊔-Eisen biegungsfest gemacht und mit dem Mauerwerk verankert. Die freiliegenden, an 3 Punkten aufgehängten Gewölbeschließen liegen in 4,40 m Entfernung und sind im Abstande von 1,30 m vom Kämpfer unter 45° gegabelt, um die Spannweite der Kämpferbalken auf 1,8 m zu vermindern. Zur Beleuchtung des Kesselhauses dienen 2 in der Richtung der Spannweite liegende sattelförmige Oberlichter von 8,4 m Länge und 1,6 m Breite.

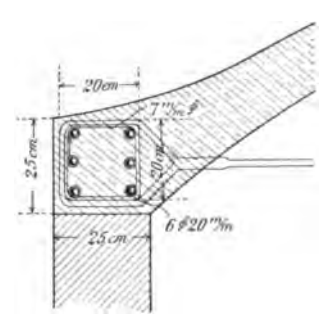


Abb. 249. Bogenkämpfer eines 8 m weiten Daches.



Abb. 250. Kronenbrauerei in Dortmund.

In der Ölgasanstalt Nordschleswigsche Weiche befindet sich ein 1908 ausgeführtes Dach von 8 m Lichtweite, 1,5 m Pfeil und einer mittleren Stärke von 10 cm über einem Raum von 29 m Länge. Die 2,47 m entfernten Zuganker sind in der Mitte mit Spannschlössern versehen und umgreifen mit einer großen Öse die quadratischen

Kämpferbalken aus Eisenbeton (Abb. 249), welche durch 6 Rundstäbe von 20 mm biegungsfest gemacht sind. Ein Dach von 7 m Weite mit gleicher Kämpferausbildung ist auf Station Neumünster für die Fettgasanstalt ausgeführt.

Von vielen anderen Ausführungen seien erwähnt: Das Monierdach für die Kronenbrauerei Heinr. Wenker in Dortmund, Spannweite 20 m (Abb. 250); für die Firma Böcker u. Co. in Schalke ein Dach von 20 m Spannweite mit in der Nähe der Kämpfer gegabelten Zugankern; zahlreiche Dächer auf Zeche Minister Achenbach, in der Papierfabrik J. W. Zanders in Bergisch-Gladbach über dem Holländerhaus ohne Zuganker, in der Weinkelleranlage für H. Kunz in Trier (Spannweite 14 m, Pfeil 3 m).

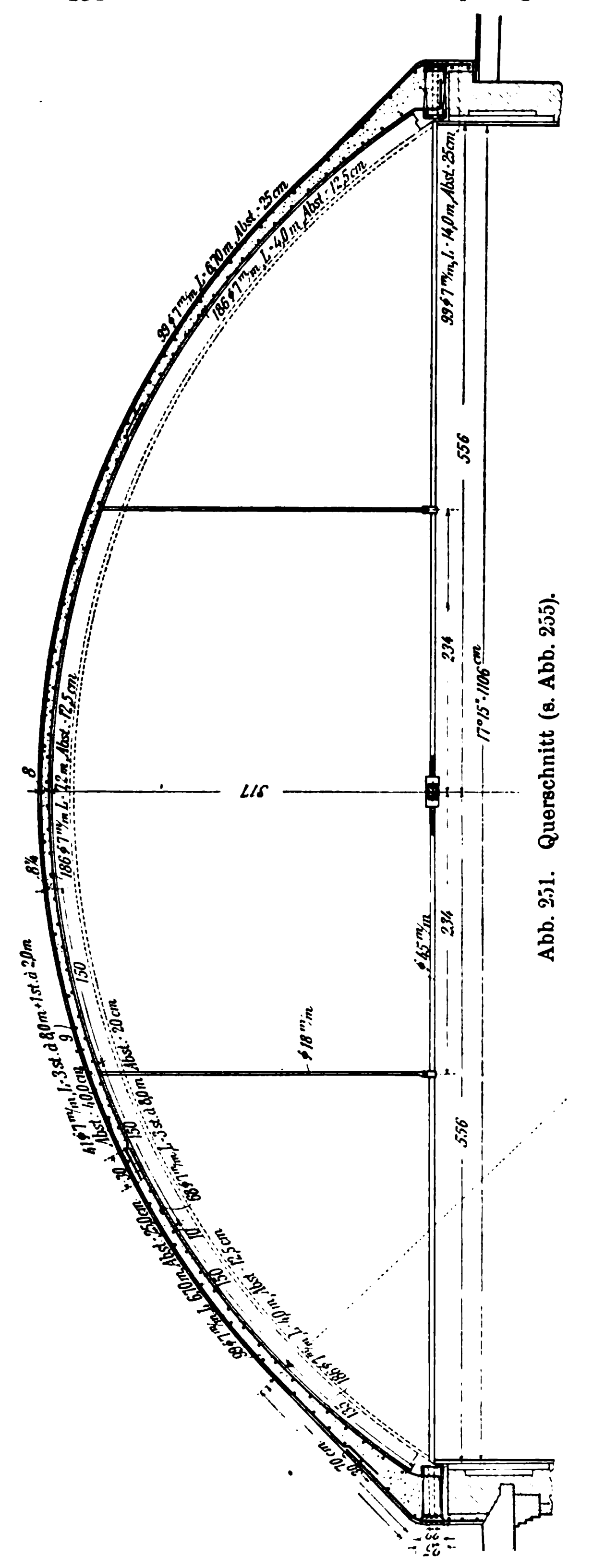


Abb. 251. Querschnitt (s. Abb. 255).

Abb. 252. Grundriß der Kämpferbalken.

Dächer mit dekorativer Gewölbewirkung.

Elektrizität Esbjerig (Jütland). Bei 11,06 m Lichtweite und 3,17 m Pfeil (Halbmesser der inneren Leibung 6,80 m) ist die Gewölbestärke im Scheitel 0,08 m, die gegen die Kämpfer zunimmt. Die Eiseneinlagen sind durchweg 7 mm stark; die Tragstäbe an der Innenleibung liegen in Abständen von 125, jene an der Außenseite in 250 mm. Die Zahl der Verteilungsstäbe beträgt 5 bezw. 3 auf 1 m Gewölbebogen (Abb. 251). Die Kämpferbalken sind als durchlaufende Balken von 0,50 m Breite mit je 4 Rundeisenstäben 18 mm in der Zug- und Druckzone, den entsprechenden Auf-

biegungen und Bügeln konstruiert (Abb. 252). Die 45 mm starken Anker übertragen die Zugkraft durch Platten von 220 mm Durchmesser auf die Kämpferbalken. In den Mitten der Zugstangen, die an 2 Stellen am Gewölbe aufgehängt sind, befinden sich Spannschlösser. Die Zuganker sind von den Stirnmauern 3,88 m, von einander 5,18 m entfernt; die Länge des Maschinenhauses beträgt 23,50 m. Die Auflagerung der Dachhaut auf den Stirnwänden zeigt Abb. 253. Die Untersicht des ganzen Gewölbes ist mit Gipskassetten verkleidet (Abb. 254) und bildet eine schön wirkende Decke (Abb. 255). Ausführung von Christiani u. Nielsen in Hamburg.

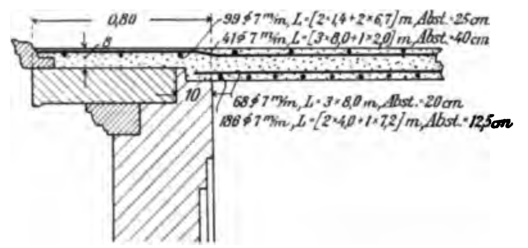


Abb. 253. Auflagerung der Dachhaut auf der Stirnwand (Querschnitt).

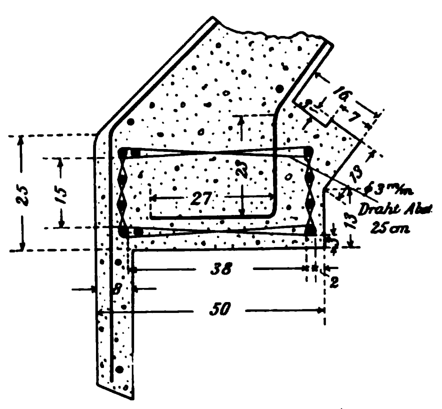


Abb. 254. Anschluß der Gipskassetten an die Eisenbetonkonstruktion am Kämpfer (Querschnitt).



Abb. 255. Elektrizitätswerk Esbjerig.

Eine bezüglich der Deckenwirkung ähnliche Konstruktion zeigt die Abb. 256, welche die Lohnhalle der Harpener Bergbau-Akt.-Ges. der Zeche Julia in Herne darstellt. Ausgeführt von Carl Brandt.

Saalbau der Aktienbrauerei zu



Abb. 256. Lohnhalle der Zeche Julia.

Frankfurt a. d. O. Der Raum ist 31,51 m lang und 19,67 m breit. Die Umfassungswände bestehen aus Eisenbetonsäulen mit aufliegenden, 0,82 m hohen Kämpferbalken, an die sich das 0,19 bis 0,11 m starke Gewölbe anschließt Die Innenseite des Gewölbes ist mit einer durchgehenden Bewehrung aus Rundstäben versehen, außerdem ist das Gewölbe von den Kämpfern bis zum Bogensechstel auch an der Außenseite bewehrt. Die Zugstangen liegen in Abständen von 4,85 m (Abb. 257).

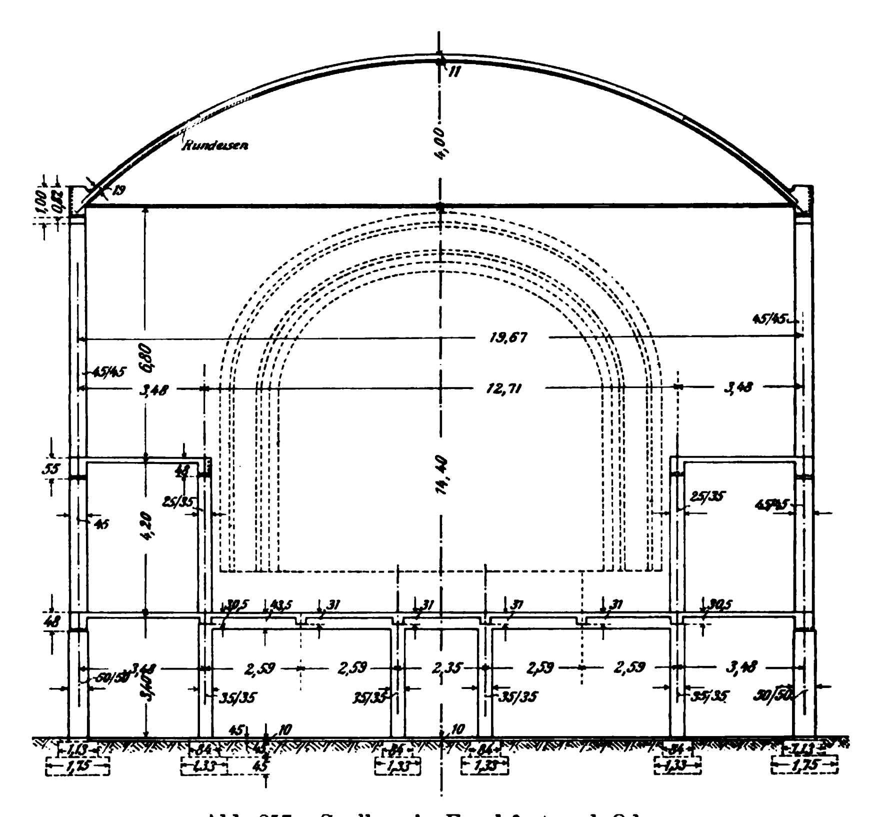


Abb. 257. Saalbau in Frankfurt a. d. Oder.

Verschiedene Dachbauten in gewerblichen Anlagen.

Aufbereitungsanlage der Zellstoffabrik Waldhof. Die drei 50,3 m langen und 19,04 m breiten Hallen sind mit glatten Bogendächern von 3 m Pfeil überdeckt und durch je 5 sattelförmig

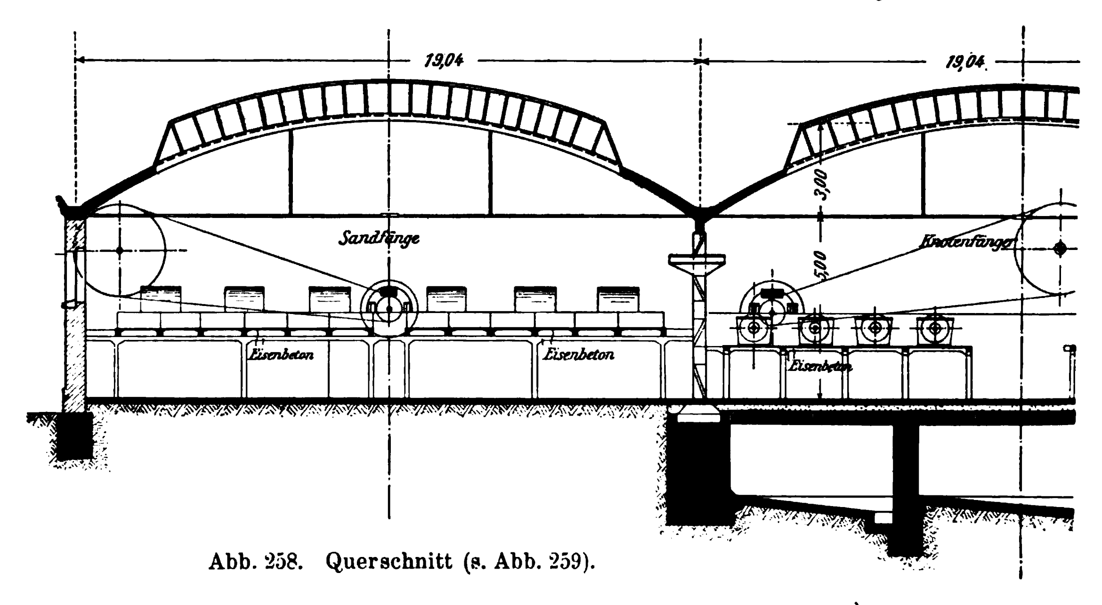


Abb. 258. Querschnitt (s. Abb. 259).


Abb. 259. Zellstoffabrik Waldhof.

ausgebildete Oberlichter erhellt. Die äußeren Auflager sind durch die Umfassungswände, die beiden mittleren durch genietete Säulen gegeben, die in etwa 5 m Abständen angeordnet sind; in den gleichen Entfernungen liegen die in der Nähe der Kämpfer gegabelten Rundeisenzuganker (Abb. 258 und 259). Ausführung von Tesseraux u. Stoffels in Mannheim.

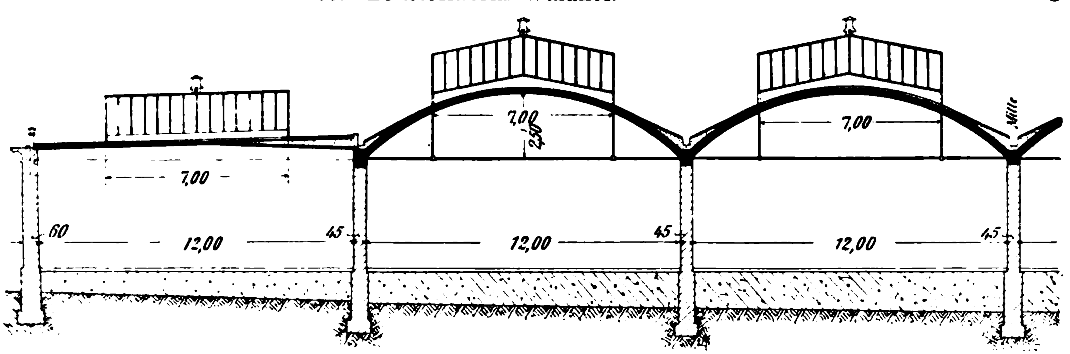


Abb. 260. Querschnitt der Webereihallen (s. Abb. 261).

Weberei von Feigl u. Widerich in Kratzau. Das Gebäude besteht aus 6 nebeneinanderliegenden, durch 0,45 m starke Mauern getrennten, 36 m langen Trakten,


Abb. 261. Weberei von Feigl u. Widerich in Kratzau (s. Abb. 260 bis 263).

deren 4 mittlere mit 12 m weitgespannten Bogendächern von 2,50 m Pfeil überdeckt sind. Diese sind im Scheitel 10 cm, in den Kämpfern 17 cm stark, mit je 6 auf 1 m Länge an der Innenleibung und am Gewölberücken liegenden 10 mm-Tragstäben und

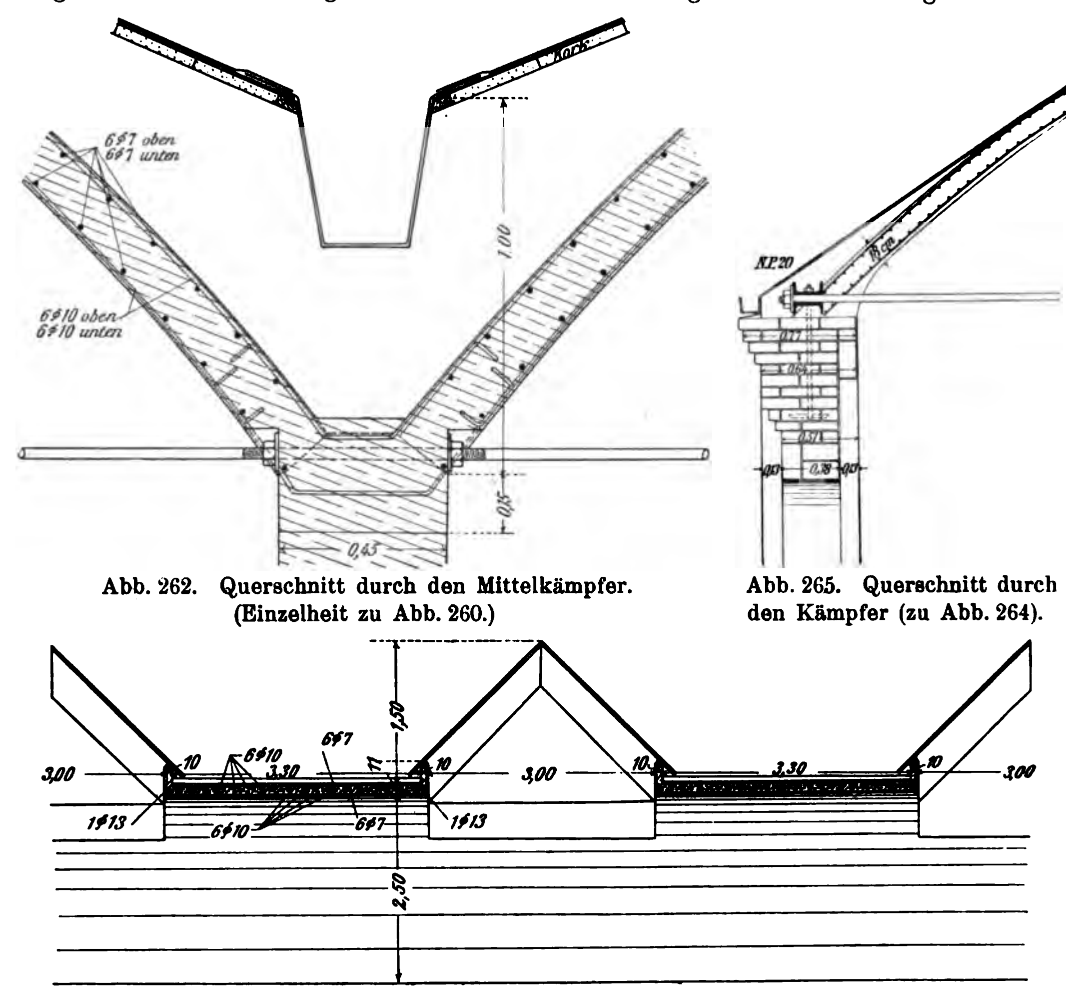


Abb. 262. Querschnitt durch den Mittelkämpfer. (Einzelheit zu Abb. 260.)

Abb. 265. Querschnitt durch den Kämpfer (zu Abb. 264).

Abb. 263. Längenschnitt durch den Gewölbescheitel mit Querschnitt der Oberlichter (zu Abb. 260)

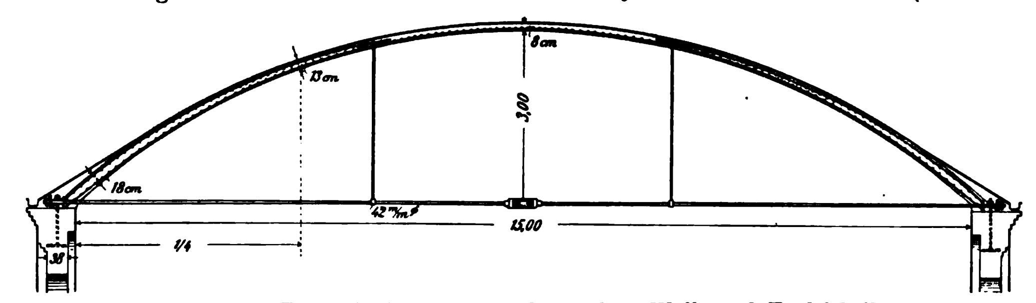


Abb. 264. Bogendach der Wittenbergschen Woll- und Tuchfabrik.

ebenso vielen 7 mm dicken Verteilungsstäben bewehrt. Die Zugstangen liegen abwechselnd in Entfernungen von 4,80 und 1,60 m und sind in der aus der Abb. 260 ersichtlichen Weise angeordnet, woraus auch die Aufbetonierung über den Kämpfern und die Entwässerung des Daches erkennbar ist (Einzelheit in Abb. 262). Die Beleuchtung

erfolgt in jedem Trakt durch 5 rechteckige Gewölbeaussparungen von 3 × 7 m, welche durch Satteloberlichter überdeckt sind (Abb. 263). Ausführung von Ed. Ast u. Co. in Wien.

Abb. 266. Endquerschnitt der Maschinenhalle Hanau (s. Abb. 265 u. 266).

Wittenbergsche Woll- und Tuchfabrik Naylor u. Co. Das Monierdach überspannt einen Raum von 24 m Länge und 15 m Lichtweite mit 3 m Pfeil. Der Bogen ist 8 bis 18 cm stark und, wie die Abb. 264 zeigt, in der Mitte durch ein an der Unterseite liegendes Eisennetz von 9 cm Maschenweite, an den Kämpfern durch zwei Eisennetze bewehrt. Der Seitenschub wird durch 42 mm starke, in Abständen von 4 m freiliegende und an zwei Punkten aufgehängte Rundstangen aufgenommen. Die Kämpferbalken bestehen aus 2]-Profilen Nr. 20, an welche die Zuganker mittels Auflagerplatten und Verschraubung angeschlossen sind (Abb. 265). Die Umfassungswände sind 51 cm dicke Ziegelmauern mit außen vortretenden Verstärkungsrippen. Ausführung Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin.

Maschinenhalle Hanau. Über dem Mittelteil eines 26,54 m breiten und 26,84 m langen Grundrisses erhebt sich eine 26,84 m lange und 14 m breite Halle, welche mit einem Bogendach eigenartiger Konstruktion überdeckt ist. Auf in der Längsrichtung

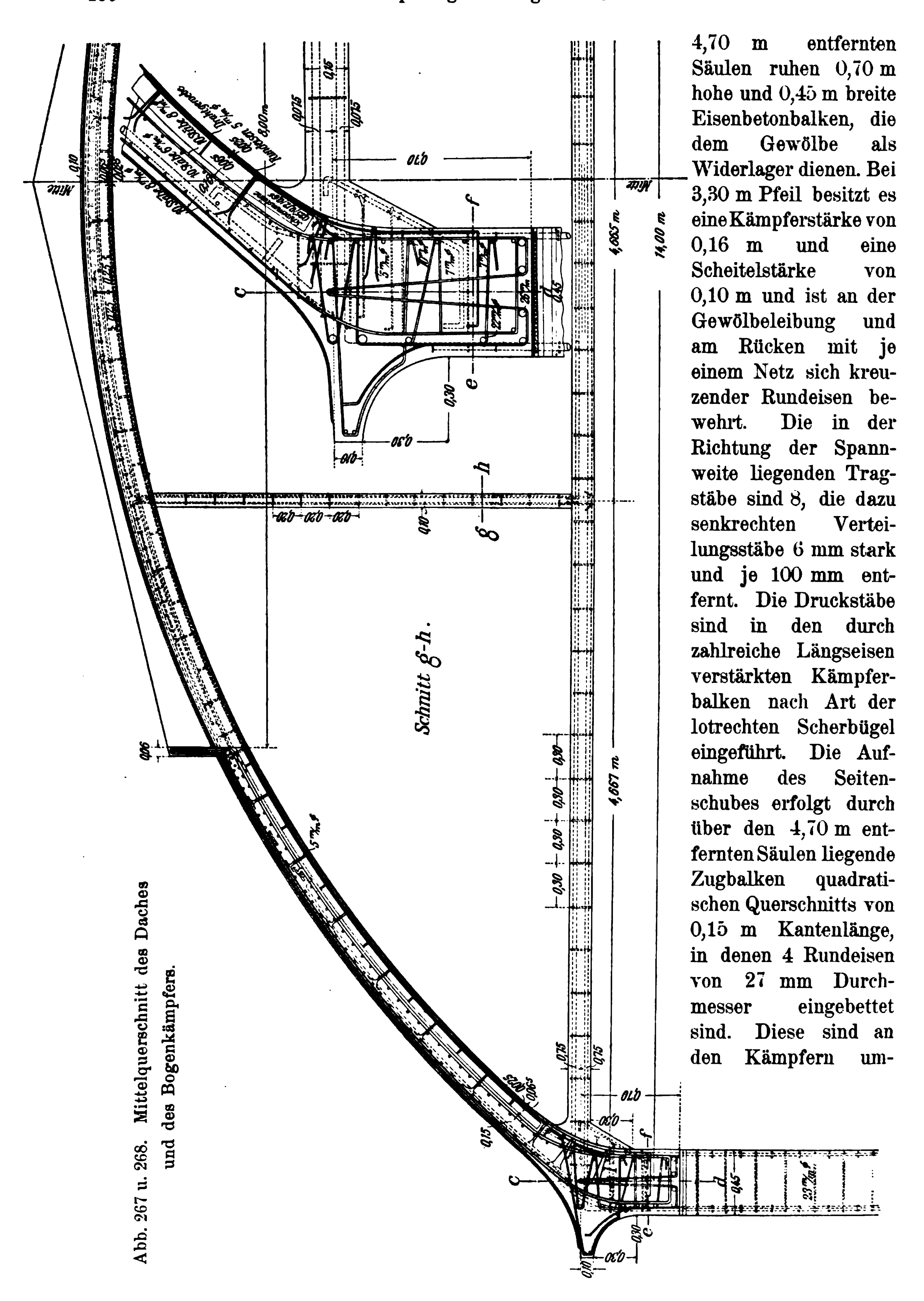


Abb. 267 u. 268. Mittelquerschnitt des Daches und des Bogenkämpfers.

4,70 m entfernten Säulen ruhen 0,70 m hohe und 0,45 m breite Eisenbetonbalken, die dem Gewölbe als Widerlager dienen. Bei 3,30 m Pfeil besitzt es eine Kämpferstärke von 0,16 m und eine Scheitelstärke von 0,10 m und ist an der Gewölbeleibung und am Rücken mit je einem Netz sich kreuzender Rundeisen bewehrt. Die in der Richtung der Spannweite liegenden Tragstäbe sind 8, die dazu senkrechten Verteilungsstäbe 6 mm stark und je 100 mm entfernt. Die Druckstäbe sind in den durch zahlreiche Längseisen verstärkten Kämpferbalken nach Art der lotrechten Scherbügel eingeführt. Die Aufnahme des Seitenschubes erfolgt durch über den 4,70 m entfernten Säulen liegende Zugbalken quadratischen Querschnitts von 0,15 m Kantenlänge, in denen 4 Rundeisen von 27 mm Durchmesser eingebettet sind. Diese sind an den Kämpfern um-

gebogen und zum Teil in das Gewölbe hinauf-, zum Teil in die Kämpferbalken und Säulen hinuntergeführt und durch die Längseisen gegen Verschiebungen gesichert. Die

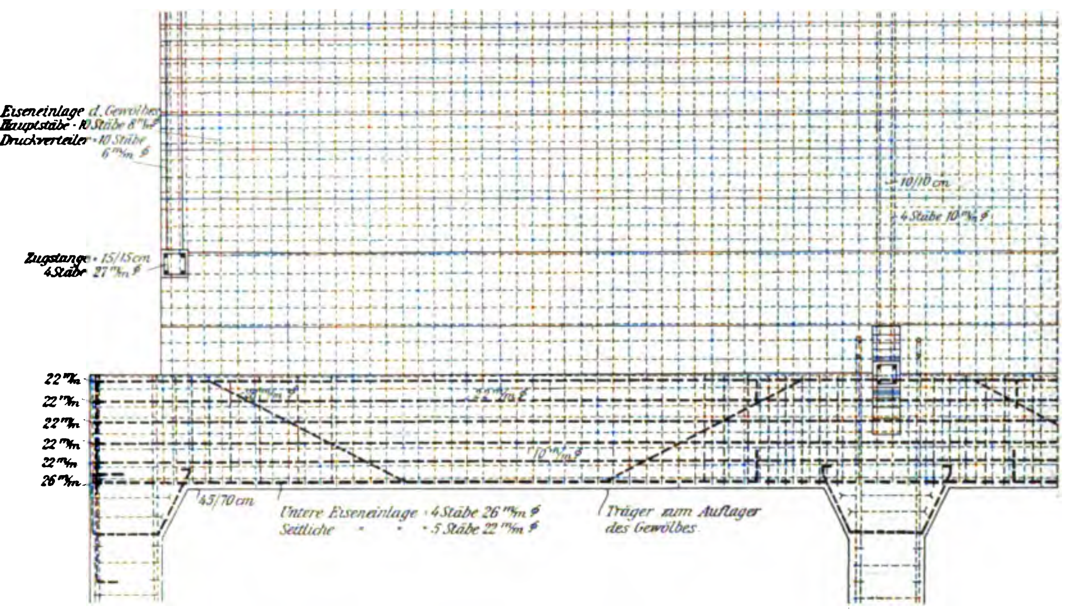


Abb. 269. Ansicht der Kämpferbalken und der Bogenbewehrung mit Schnitt durch die Zugstangen.

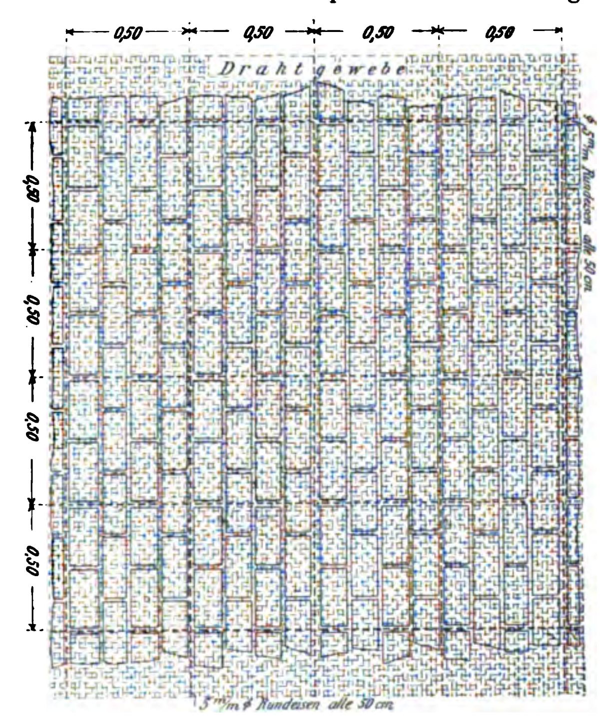


Abb. 270. Unteransicht des Gewölbes mit Schwemmstein-Isolierung auf einem Drahtnetz.

Zuggurte an den Enden der Halle liegen 0,70 m über dem Kämpfer und sind durch je 4 Eisenbetonhängesäulen (0,10 · 0,10 m 4 R.-E. 10 mm) mit dem Bogendach verbunden. Die übrigen Zuggurte liegen in der Oberkante der Kämpferbalken und sind durch je 2 Hängesäulen unterstützt. Alle Längseisen in den Kämpferbalken, Zuggurten und Hängesäulen sind durch 200 bis 300 mm entfernte Querbügel in feste Verbindung gebracht (Abb. 266 bis 269).

Die Isolierung des Dachraums ist mittels Schwemmsteine von 65 mm Dicke an der Innenleibung durchgeführt. Zu diesem Zwecke sind in die Eisenbetondachhaut in quadratischen Abständen von 0,50 m Bügel eingebettet, welche an der Innenseite vorragen und ein Netz von 5 mm-Rundstäben tragen, das selbst wieder zur Aufspannung eines dünnen Drahtnetzes dient (Abb. 270). Auf dieses sind 6,5 cm dicke, 12 cm breite und 24 cm lange Schwemmsteine aufgelegt. Die Unterseite ist mit einer 2,5 cm starken Zementmörtelschicht verputzt. Zur Ausführung diente

ein festes Gerüst mit Schalung, auf welches das weitmaschige Rundeisennetz mit den Bügeln, das enge Drahtnetz und die Schwemmsteine aufgelegt wurden. Auf dieser Schicht ist sodann der tragende Monierbogen hergestellt (Abb. 267 u. 268). Zur Beleuchtung sind in jedem der 5 Felder 8 m lange und 1,5 m breite Oberlichtaussparungen vorhanden. Ausführung von Mees u. Nees in Frankfurt a. M.

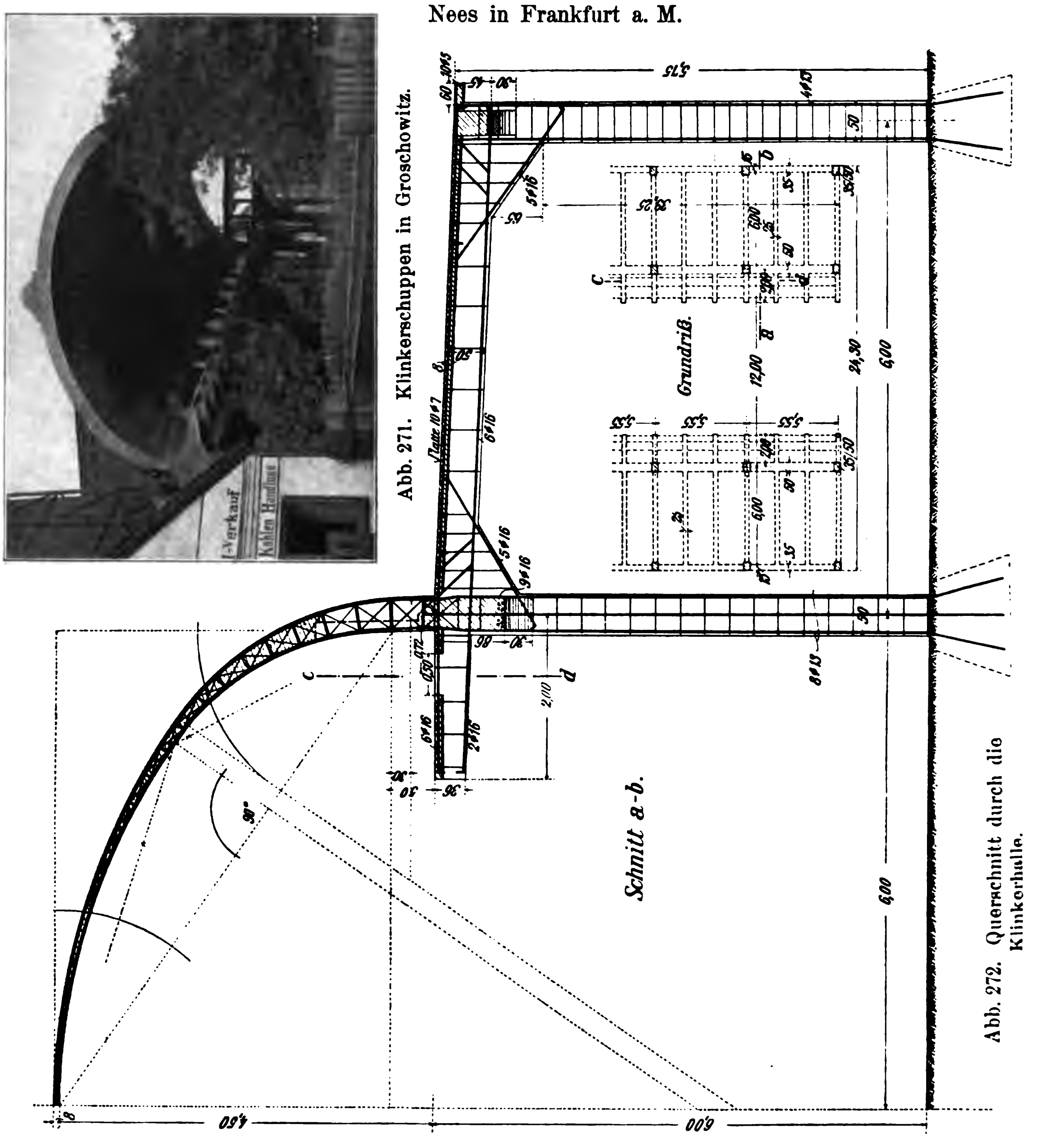


Abb. 271. Klinkerschuppen in Groschowitz.

Abb. 272. Querschnitt durch die Klinkerhalle.

Klinkerschuppen für die Schlesische Aktien-Gesellschaft für Portlandzementfabrikation in Groschowitz. Das Gebäude ist dreischiffig, 39,25 m lang, 24,30 m tief und 10,50 m hoch und enthält im vorderen Teile die Vorrichtungen

zum Antrieb der Schüttelrinnen. Den hierbei entstehenden Erschütterungen ist durch kräftige Abmessungen Rechnung getragen. Der Abschluß des hallenartigen 12 m weiten Mittelschiffs erfolgt durch ein Bogendach von Korbbogenform, dessen Kämpferstärken 40 cm betragen, während die Gewölbedicke am Scheitel noch 8 cm ausmacht. Die Bewehrung besteht durchweg aus einer zweiseitigen Eiseneinlage, welche durch normale und diagonale Bügel nach Art eines Fachwerks verbunden ist. Der Bogen ist ohne Zuganker konstruiert und kann als statisch interessantes Bauwerk gelten (Abb. 271 u. 272). Ausführung von Gebrüder Huber in Breslau.[1])

γ) Bogenbinderdächer.

1. Anwendung.

Den Plattenbalken ebener Tragwerke entsprechen die gerippten Bogendächer oder die Bogenbinderdächer. Ihre Verwendung ist im wesentlichen durch dieselben Umstände wie bei den genannten entsprechenden Konstruktionen bedingt. Werden einzelne Teile des gekrümmten Trägers durch bedeutende Zugspannungen beansprucht, dann wird der statisch wenig wirksame Beton zur Verminderung des Gewichts auf Rippen beschränkt, in denen Zugeisen einzubetten sind. Diese Fälle treten da ein, wo Bogendächer größerer Spannweite höhere bewegliche Lasten aufnehmen sollen, die dann bedeutende Biegungsmomente und Zugspannungen erzeugen, denen mit Querschnitten von genügender Nutzhöhe zu entsprechen ist. Sehr häufig liegt indessen der Fall vor, daß die Bogenform aus äußeren Gründen der Stützlinie nicht angepaßt werden kann. Befriedigende Lösungen sind, wenigstens dann, wenn ansehnliche Spannweiten in Betracht kommen, durch das glatte Bogendach nicht mehr zu erzielen; hier ist eine Auflösung des Bogens in Rippe und Platte geboten, die dann alle bekannten Vorzüge dieser Bauart vereinigt und die Ausführung jeder beliebigen äußeren Form ohne zu große Beeinträchtigung der Ökonomie bezw. Wettbewerbsfähigkeit mit anderen Baustoffen möglich macht. Hierauf beruht die vielseitigste Anwendung des Eisenbetons für Dachbauten mit den größtmöglichen Vorteilen hinsichtlich Raumbenutzung, Feuersicherheit (Handbuch IV, 1, 1, S. 1 u. f.) und Dauer.

Die Tragfähigkeit wird in der Regel durch das Zusammenwirken von Bogenrippe und Platte gewährleistet, welch letztere vornehmlich zur Aufnahme der Druckkräfte wie beim Rippenbalken herangezogen wird. Es kommen jedoch viele Fälle vor, in denen die Bogenrippe allein das Tragwerk bildet; dies trifft immer dann zu, wenn die Zugspannungen an der Außenseite wirken, die verbindende Betonplatte also in der Zugzone liegt, oder wenn die Dachhaut für Beleuchtungszwecke durchbrochen ist. Die Eisenbetonplatte, welche die gleichmäßig verteilte Dachlast unmittelbar aufnimmt und zugleich als Dachhaut dient, ist als durchlaufender oder zutreffender als über den Rippen eingespannter Träger zu behandeln und demgemäß zu bemessen (siehe den Abschnitt Bakendächer II α 1).

Bezüglich der statischen Wirkung gilt im allgemeinen das bei den glatten Bogendächern Erwähnte. Die Annahme von drei Gelenken wird jedoch nur ausnahmsweise zulässig sein; in der überwiegenden Mehrzahl der Ausführungen kommen gelenklose Bogen vor, denen die Kämpfergelenkbogen nachfolgen. Die Voraussetzung von Kämpfergelenken wird meist dann zutreffende Ergebnisse liefern, wenn die Auflagerung auf gewöhnlichen Mauern erfolgt und die Zuganker, die in den Entfernungen der Rippen anzuordnen sind, frei liegen. In den anderen Fällen, wie einheitliche Konstruktion des Bogens und der Auflager aus Eisenbetonwänden oder Säulen und einbetonierte Zug-

[1]) Weitere Beschreibung ausgeführter Bogendächer in Marsh & Dunn, Reinforced Concrete 1906, S. 467 u. f.

gurte, wird die Annahme eingespannter Bogen den tatsächlichen Verhältnissen näherkommen. Sehr häufig wird die unter dem Dachraum liegende Geschoßdecke zur Aufnahme des Seitenschubes benutzt und hierfür ausgebildet; bei dieser Bauart wird die Voraussetzung der Einspannung wohl stets gut zutreffen, sofern nicht etwa Bogenbinder und Geschoßdecke als einheitlicher Rahmen zu betrachten sind.

2. Statische Berechnung.

Wenn die Bogenform den in Abs. III α 1 bis 4 gewählten Annahmen entspricht (Parabel, Kreis), können die dort entwickelten Beziehungen und Tabellen unmittelbare Anwendung finden, soweit es sich um kontinuierlich verteilte Lasten handelt. Für Einzellasten bedürfen die Integrale $\int \mathfrak{M} y\, ds$, $\int \mathfrak{M} x\, ds$ und $\int \mathfrak{M}\, ds$ der Auswertung, die leicht durchgeführt werden kann (vergl. die Berechnung der steifen Rahmen IV α). Es wird jedoch zu beachten sein, daß die Koeffizienten λ und λ_1 um so mehr von 1 abweichen, je größer das Trägheitsmoment J des Bogenquerschnitts ist, und daß demnach insbesondere beim gelenklosen Bogen die vereinfachende Annahme $\lambda_1 = 1$ häufig nicht mehr möglich sein wird. Zur Berechnung von λ_1 wird demnach die Wahl eines bestimmten mittleren Querschnitts die Voraussetzung der Untersuchung sein müssen; dies ist bei einiger Vertrautheit mit den vorliegenden Konstruktionen im Hinblick auf die verhältnismäßig geringe Beeinflussung des Koeffizienten durch J nicht schwer. Es möge noch erwähnt werden, daß die Annahme eines mittleren konstanten Querschnitts zur endgültigen Berechnung der statisch unbestimmten Größen auch bei den Bogenbindern in der Regel hinreichende Genauigkeit verbürgt.

Bei von der Parabel, dem Kreis oder einer anderen analytisch nicht einfach ausdrückbaren Bogenform abweichender Achse (geometrischem Ort der Schwerpunkte der Bogenquerschnitte) ist die Zerlegung in Bogenelemente notwendig. Die Auswertung der Integrale hat dann durch rechnerische oder zeichnerische Summierung zu erfolgen. Hierbei kann die Veränderlichkeit der Querschnitte ohne Schwierigkeit mitberücksichtigt werden, wenn dieser Genauigkeitsgrad in Anbetracht des Bauwerks erwünscht ist (s. Theorie des Gewölbes, Handbuch I, S. 387 u. f.).

Da E in der Regel als konstant angenommen werden kann, so erhalten die statisch unbestimmten Größen des eingespannten Bogens die Form

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} - \varepsilon_0 E l \cdot t_0 + \varepsilon E t \cdot \int ds}{\int \frac{y^2\, ds}{J} + \int \frac{ds}{F} + \frac{E l}{E_0 F_0}} \\ Y &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J}}{\int \frac{x^2\, ds}{J}} \\ Z &= -\frac{\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} + \varepsilon E \cdot \Delta t \cdot \int \frac{ds}{h}}{\int \frac{ds}{J}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (1)$$

Nachdem die für die Bogenbelastung gehörige $\mathfrak{M}$-Linie des Freiträgers AB gezeichnet ist, teilt man den Bogen in geradlinige Strecken Δs, in deren Endpunkten Senk-

rechte gezogen werden; auf diesen trägt man die Werte $\frac{\mathfrak{M}}{J}$ auf (Abb. 273). Dadurch entstehen eine Anzahl Trapezflächen (in den Endstrecken Dreieckflächen), deren jede $\frac{\mathfrak{M}\Delta s}{J}$ darstellt. Bezeichnet man die Flächen mit f_1, f_2, f_3 . . . ., so wird nach Fortlassung der Zeiger

$$\int\frac{\mathfrak{M}y\,ds}{J}=\Sigma\frac{\mathfrak{M}\Delta s}{J}y=\Sigma fy=S_x,$$

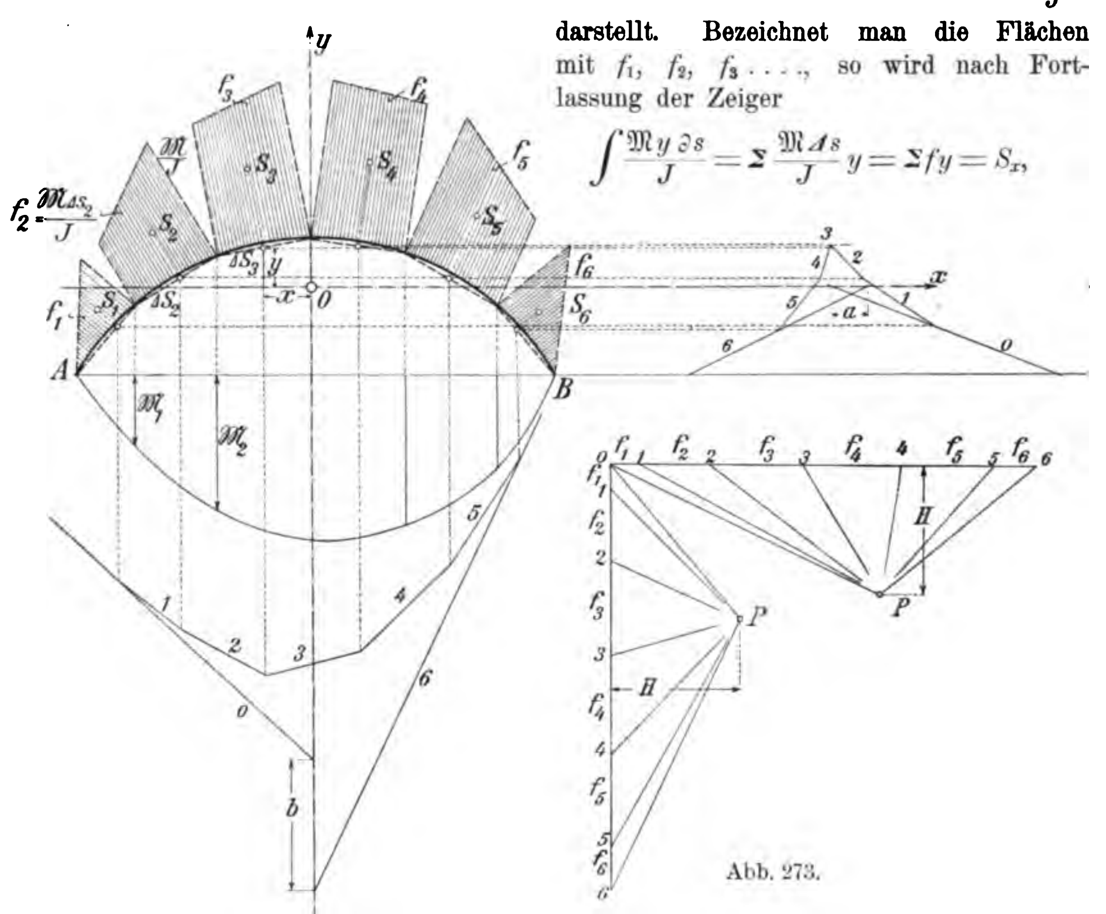


Abb. 273.

wenn die y die Ordinaten der auf die Bogenelemente Δs projizierten Schwerpunkte der Flächen f sind. In gleicher Weise erhält man

$$\int\frac{\mathfrak{M}x\,ds}{J}=\Sigma\frac{\mathfrak{M}\Delta s}{J}x=\Sigma fx=S_y,$$

$$\int\frac{\mathfrak{M}\,ds}{J}=\Sigma\frac{\mathfrak{M}\Delta s}{J}=\Sigma f=S.$$

Durch das analoge Verfahren lassen sich die von der Bogenform allein abhängigen Größen ermitteln. Die $\int\frac{y^2ds}{J}$ und $\int\frac{x^2ds}{J}$ bedeuten die auf die Achsen x und y bezogenen Trägheitsmomente der Bogenstrecken $\frac{\Delta s}{J}$; es ist also

$$\int\frac{y^2ds}{J}=\Sigma\frac{\Delta s}{J}\cdot y^2=\Sigma t_x=T_x$$

$$\int\frac{x^2ds}{J}=\Sigma\frac{\Delta s}{J}\cdot x^2=\Sigma t_y=T_y$$

$$\int ds=\Sigma\Delta s=s$$

$$\int \frac{ds}{F} = \Sigma \frac{\Delta s}{F} = s_1$$
$$\int \frac{ds}{h} = \Sigma \frac{\Delta s}{h} = s_2$$
$$\int \frac{ds}{J} = \Sigma \frac{\Delta s}{J} = s_3.$$

Die Summen S_x und S_y können, wie die Abb. 273 zeigt, auch graphisch mit Kraft- und Seileck gebildet werden; es ist

$$S_x = H \cdot a$$
$$S_y = H \cdot b.$$

Ebenso lassen sich auch die Trägheitsmomente T_x und T_y nach den bekannten Verfahren zeichnerisch ermitteln. Man erhält so mit $\varepsilon = \varepsilon_0$

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{S_x + \varepsilon E l (t - t_0)}{T_x + s_1 + \dfrac{El}{E_0 F_0}} \\ Y &= \frac{S_y}{T_y} \\ Z &= -\frac{S + \varepsilon E s_2 \cdot \Delta t}{s_3}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

In analoger Weise ist beim Zweigelenkbogen vorzugehen.

Bei steilen Dächern ist die Berücksichtigung der seitlichen Windkräfte erforderlich.

Unter der Annahme eines wagerechten Winddrucks w auf eine lotrechte Wand von der Höhe f ergibt sich eine gleichmäßig verteilte wagerechte Kraft $W = f \cdot w$ auf die

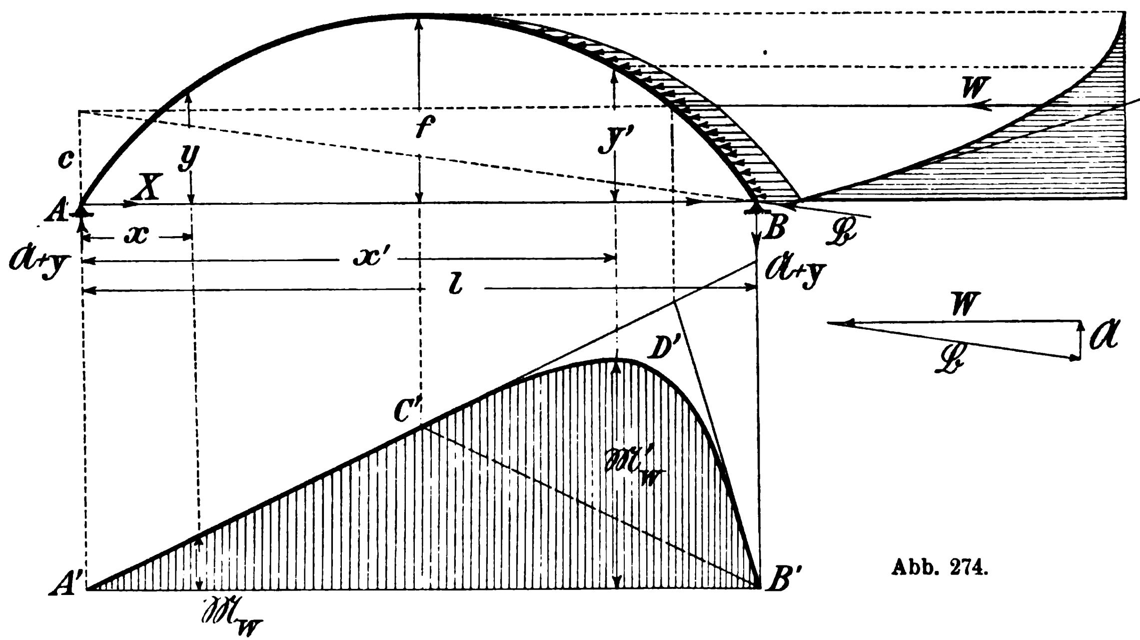


Abb. 274.

Dachlänge 1. Hierbei werde von einer Zerlegung des Winddrucks in zur Dachfläche normal gerichtete und zu ihr parallele Komponenten abgesehen. Es entstehen dann an den Auflagern A und B die lotrechten Reaktionen $\mathfrak{A} + Y$, die wagerechten Kräfte X und

$W - X$, sowie das Einspannungsmoment M_A. Das Moment des freiaufliegend gedachten Balkens ($X = Y = M_A = 0$) beträgt auf der Leeseite (Abb. 274)

$$\mathfrak{M}_w = \mathfrak{A} x,$$

auf der Windseite

$$\mathfrak{M}'_w = \mathfrak{A} x' - \frac{(f - y')^2}{2} \cdot w.$$

Hierin ist

$$\mathfrak{A} = \frac{c}{l} W.$$

$\mathfrak{M}_w$ und $\mathfrak{M}_w'$ lassen sich in einfacher Weise graphisch darstellen mit Kraft und Seileck (Abb. 274); die $\mathfrak{M}_w'$ werden an einer Lotrechten angetragen und sodann auf die $A'B'$ projiziert; man erhält so für jeden Bogenpunkt das Windmoment $\mathfrak{M}_w$ in der Linie $A'C'D'B'$. Bei mittelbarer Windübertragung (durch Pfetten) ist die Momentenkurve eine gebrochene Linie. Die Auswertung der Integrale erfolgt, wie oben beschrieben.

8. Ausführungen.

Bogenbinder mit freiliegenden Zuggurten.

Wagenreinigungsschuppen auf dem Hauptbahnhof Essen. Der Schuppen besteht aus einem Hallendach, das sich an der Straßenseite auf eine massive Mauer aufsetzt, während es nach der Bahnseite von Einzelstützen in je 10 m Abstand getragen wird; danach ist auch die Binderentfernung mit 10 m bemessen. Die Binder sind

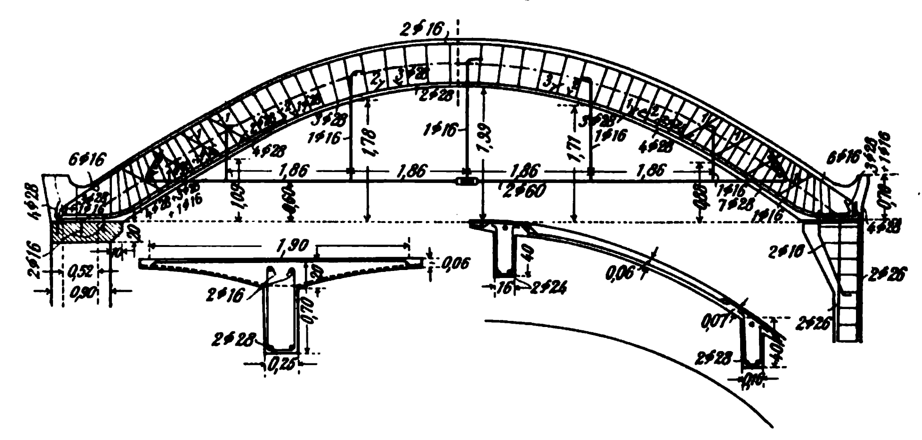


Abb. 275 bis 277. Ansicht der Bogenbinder mit Eiseneinlagen. Querschnitt der Binder und Pfetten.

Bogenplattenbalken von 11,45 m Spannweite, deren Druckflanschenbreite mit $^1/_6$ der Spannweite = 1,90 m in Rechnung gestellt ist; sie sind als Zweigelenkbogen mit aufgenommenem Seitenschub ausgeführt (Abb. 275 bis 280). Das feste Gelenk liegt über der Mauer, das wie folgt ausgebildet wurde: Die Mauer ist durch eine Platte aus Stampfbeton abgeschlossen, auf die sich lose der Bogen aufsetzt. Um sein Abgleiten zu verhindern, sind Eisen von 16 mm Stärke eingelegt, die in den Bogen 6 cm tief eingreifen. Am beweglichen Auflager sitzt der Bogen auf einer Abschlußplatte aus Blei, die ovale Löcher enthält, so auf, daß die aus der Säule hervortretenden Längseisen in diese eingreifen können (Abb. 275). Den Temperaturbewegungen in der Längsrichtung ist durch Fugen Rechnung getragen, die alle 30 m zwischen Doppelbindern angeordnet sind. Die Abdeckung des Daches erfolgte mit Dachpappe.

Die 6 cm starke Dachplatte ruht auf 40 cm hohen und 16 cm breiten Längsträgern (Pfetten) auf und ist gegen die Bogenbinder voutenförmig auf 20 cm verstärkt (Abb. 276 und 277). Die Zugstangen sind etwas überhöht angeordnet und greifen 0,95 m von den Auflagern entfernt an den Bogenachsen an (Abb. 278). Der Seitenschub beträgt nach Gleichung 2 in III β 2 (vergl. Abb. 212):

$$H = \frac{\int_0^c \mathfrak{M} y\, dx}{\int_0^c y^2 dx + \frac{Jc}{F}\left(1 + \frac{F}{F_0} \cdot \frac{E}{E_0}\right)},$$

worin $c = 9{,}56$ m die Länge der Zugstange ist.

Als lotrechte Lasten sind angenommen:

Linke Dachhälfte:	Eigengewicht $0{,}08 \times 2400 =$	192 kg/m²
	Schnee	38 „
	Pappbelag	20 „
		250 kg/m².
Rechte Dachhälfte:	Eigengewicht	192 kg/m²
	Schnee	75 „
	Pappbelag	20 „
	Wind	125 „
		412 kg/m².

Aus diesen Belastungen ergaben sich die Belastungen der Pfetten und hieraus die Knotenpunktlasten der Binder, die einschließlich Eigengewicht betragen (Abb. 278):

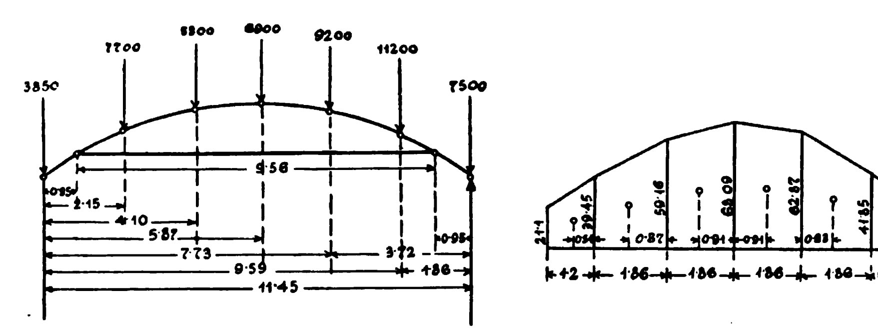


Abb. 278 u. 279. Binder- und Momentenschema.

Punkt 0 (A)	. . . . .	$P_0 = 3\,850$ kg
„ 1	. . . . . .	$P_1 = 7\,700$ „
„ 2	. . . . . .	$P_2 = 5\,800$ „
„ 3	. . . . . .	$P_3 = 6\,900$ „
„ 4	. . . . . .	$P_4 = 9\,200$ „
„ 5	. . . . . .	$P_5 = 11\,200$ „
„ 6 (B)	. . . . .	$P_6 = 7\,500$ „.

Die Auflagerdrücke sind $A = 22\,200$, $B = 30\,000$ kg. Die Momente betragen

$\mathfrak{M}_A = 0$, $\mathfrak{M}_C = 21{,}10$, $\mathfrak{M}_1 = 39{,}45$, $\mathfrak{M}_2 = 59{,}16$, $\mathfrak{M}_3 = 68{,}03$,
$\mathfrak{M}_4 = 62{,}87$, $\mathfrak{M}_5 = 41{,}85$, $\mathfrak{M}_D = 28{,}50$, $\mathfrak{M}_B = 0$ tm.

Die Momentenflächen des Freiträgers von der Länge der Zugstange (Abb. 278) sind:

$$f_1 = 36{,}3, \quad f_2 = 91{,}7, \quad f_3 = 118{,}3, \quad f_4 = 121{,}8, \quad f_5 = 37{,}3, \quad f_6 = 32{,}0.$$

$$\int_0^c \mathfrak{M}\, dx = 497{,}5.$$

Zur Bestimmung des Wertes $\int_0^c \mathfrak{M} y\, dx$ denkt man sich die Werte $\mathfrak{M}\, dx$ als wagerechte Kräfte an der Bogenachse wirkend. Die Hebelarme y gehen durch die Schwerpunkte der Flächenstreifen und betragen bei einem Parabelpfeil $f = 1{,}75$ m

$$y_1 = 0{,}45, \quad y_2 = 1{,}22, \quad y_3 = 1{,}69, \quad y_4 = 1{,}67, \quad y_5 = 1{,}06, \quad y_6 = 0{,}30 \text{ m}.$$

Die Werte $\mathfrak{M} y\, dx$ sind also $f_1 \cdot y_1 = 16{,}35$, $f_2 \cdot y_2 = 111{,}9$ usw. 200,0, 203,4, 103,2, 9,60, daher

$$\int_0^c \mathfrak{M} y\, dx = 644{,}4.$$

Mit

$$J = \frac{b h^3}{12} = 0{,}00714 \text{ m}^4,$$

$F = 0{,}175 \text{m}^2$, $F_0 = 0{,}0038 \text{m}^2$,

$$\int y^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l$$

wird

$$H = 38\,000 \text{ kg}.$$



Abb. 280. Wagenschuppen auf dem Bahnhof in Essen.

Die Momente sind $M = \mathfrak{M} - Hy$. Hiernach wurde die Dimensionierung vorgenommen.

Die Binder sind 70 cm hoch und 25 cm breit. Die Bewehrung besteht aus 2 bis 7 Rundstangen von 28 mm Durchmesser an der Bogenunterseite und 2 Rundstäben von 16 mm an der Oberseite. Die Stäbe sind den wechselnden Momenten und den Querkräften entsprechend abgebogen und mit Bügeln verbunden. Der Seitenschub wird von 2 Rundstangen von 50 mm Dicke aufgenommen, die in Abständen von 1,86 m mit 16 mm-Stäben am Bogen aufgehängt und in der Mitte mit einem Spannschloß versehen sind.[1]) Ausführung von Lolat-Eisenbeton A.-G. Düsseldorf 1907.

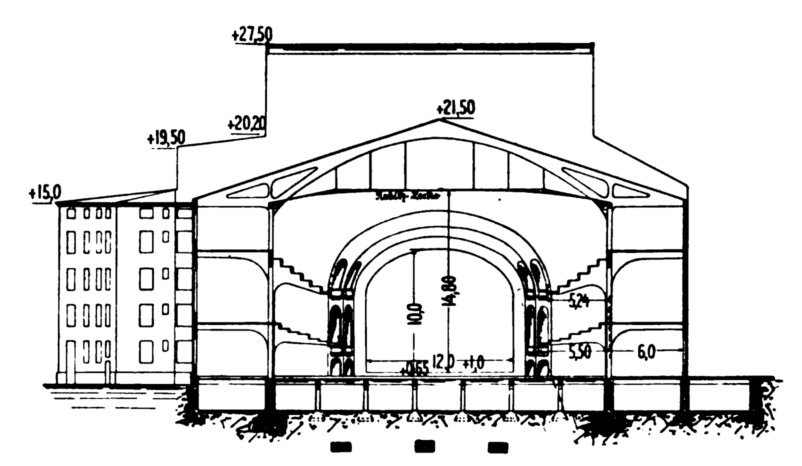


Abb. 281. Querschnitt des Metropoltheaters in Breslau.

Metropoltheater in Breslau. Die Gesamtanordnung des Baues zeigt die Abb. 281, aus der die bedeutenden Abmessungen der den Zuschauerraum überdeckenden

[1]) Eisenbeton 1908, Heft 19.

Bogenbinder ersichtlich sind. Der wesentlich tragende Teil der Konstruktion sind die Mittelbogen von 27 m größter Lichtweite, die an den Kämpfern mit den wagerechten Balken des Rundganges verspannt sind. Die außen sattelförmige ebene Dachfläche wird mit geraden Balken hergestellt, die auf den Umfassungsmauern und auf den Bogen aufruhen, an die sie tangential anschließen. Die Innensäulen liegen in der Peripherie des kreisförmigen Zuschauerraums; da die Binder zueinander parallel liegen, so ist ihre Spannweite veränderlich. Die freiliegenden Zuggurte (3 Rundstangen von 47 mm) sind, der Wölbung der angehängten Putzdecke entsprechend, abgesprengt und mit Eisenstäben an den Tragbogen aufgehängt (Abb. 282). Wegen der großen Abmessungen wurde bei der Berechnung vorsichtshalber die eigentliche Bogenkonstruktion von dem die Seitenöffnungen überdeckenden Tragwerk abgelöst gedacht, wodurch eine reichlich hohe Sicherheit erzielt ist. Die tatsächliche Wirkung ist aber wohl die, daß das äußere starre Dreieck als Konsole den Mittelbogen entlastet und den Seitenschub verringert.

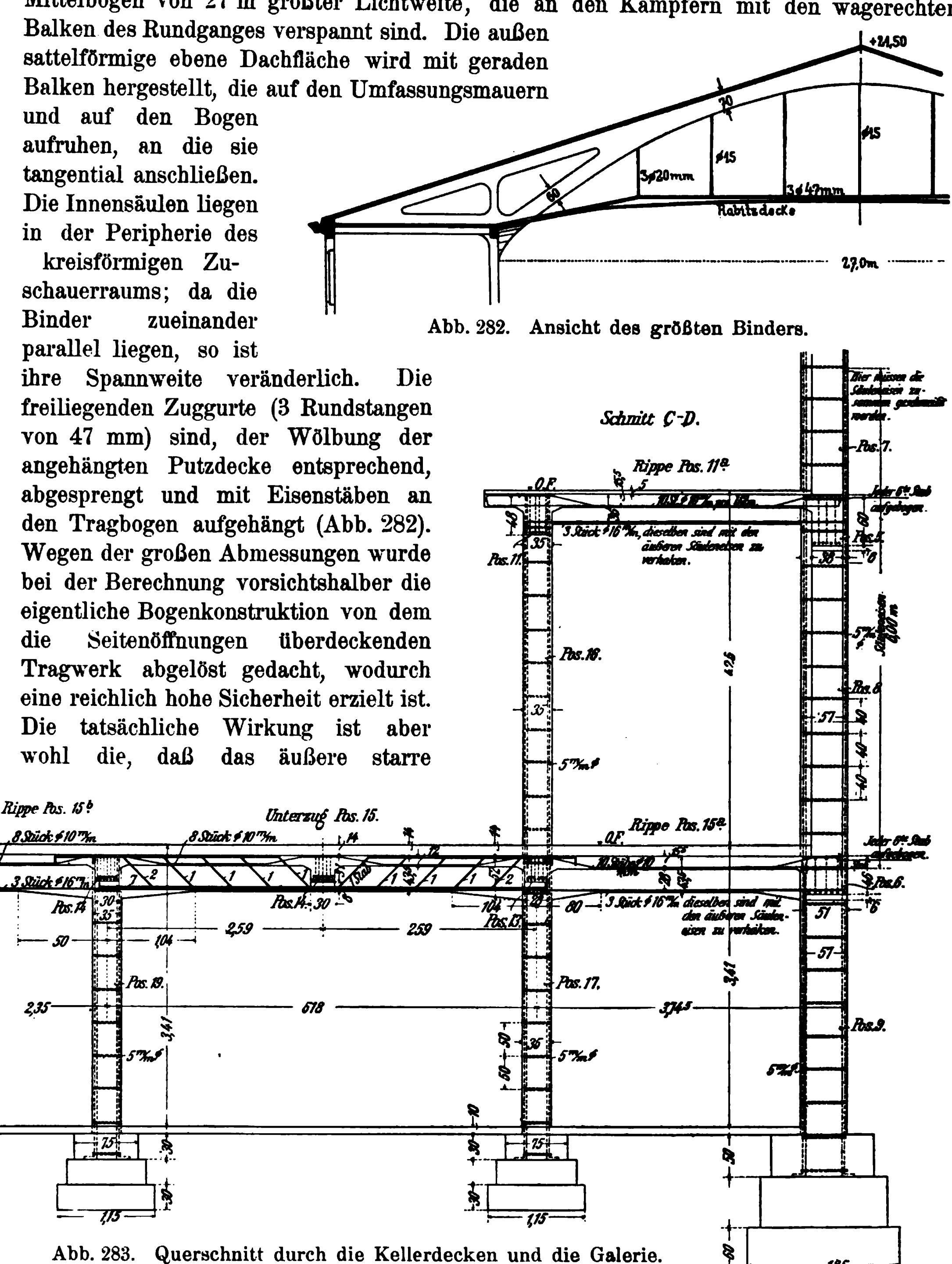


Abb. 282. Ansicht des größten Binders.

Abb. 283. Querschnitt durch die Kellerdecken und die Galerie.

Saalbau der Aktienbrauerei Frankfurt a. d. O. Der 31 m lange und 20,2 m

breite Bau ist in allen Teilen aus Eisenbeton hergestellt. Er besteht aus einem Kellergeschoß, dessen Decken auf mehreren Säulenreihen ruhen, die in Abständen von 3,47 bis 4,80 m in der Längsrichtung bzw. von 2,35 bis 5,18 m in der Querrichtung angeordnet sind. Die Decken bilden den Fußboden des Saales, in den eine 4,25 m hohe und 3,80 m breite Galerie eingebaut ist (Abb. 283). Der Scheitel des Saalgewölbes liegt 13,80 m über dem Saalboden. Die Überspannung erfolgt durch 12 Bogenbinder von 19,64 m Spannweite und 4,23 m Pfeil; sie ruhen in Abständen von 2,37 bis 2,40 m (Abb. 284) auf den aus Eisenbetonsäulen und Verbindungsbalken bestehenden Umfassungswänden auf, sind 0,45 m hoch und tragen eine 7 cm starke Dachplatte. Der Seitenschub wird von gesprengten Zuggurten aufgenommen, die aus je 2 L-Eisen 75 · 75 · 10 bestehen und mit Winkeln 40 · 40 · 4 bezw. Flacheisen 40 · 10 mm an den Betonbogen aufgehängt sind (Abb. 285). Die Verankerung geschieht mit Hilfe einer aus Blechen und Winkeln zusammengesetzten Platte, an der die Zuggurtwinkel angenietet sind. Zur Sicherstellung der seitlichen Steifigkeit

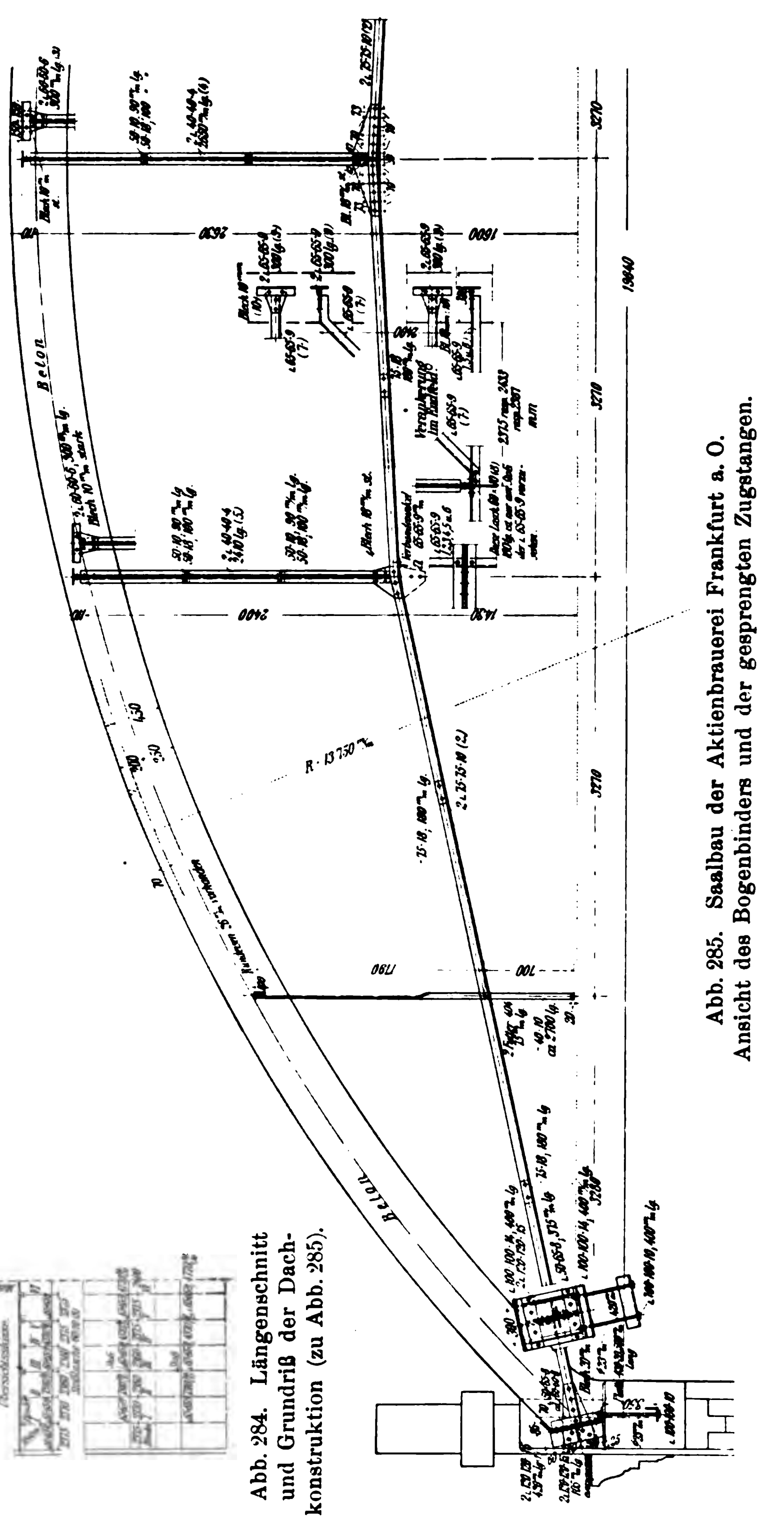


Abb. 284. Längenschnitt und Grundriß der Dachkonstruktion (zu Abb. 285).

Abb. 285. Saalbau der Aktienbrauerei Frankfurt a. O. Ansicht des Bogenbinders und der gesprengten Zugstangen.

dienen an den Zugwinkeln angenietete längslaufende Verbandwinkel 65 · 65 · 9, wie aus der Abb. 284 ersichtlich ist; in den Endfeldern wurde ein Dreiecksverband angeordnet. An den Knoten des Zuggurts ist eine die Tragkonstruktion verbergende Decke aufgehängt. Ausführung Aktien-Ges. für Monierbau in Berlin.



Abb. 286. Seitenschubdach mit geraden Binderbalken.

Ein in der äußeren Form sattelförmiges Dach (mit ebenen Dachflächen) ist von Carl Brandt in Düsseldorf für die Zement- und Wasserkalkwerke „Mark“, Neubeckum i. W. ausgeführt. Der Seitenschub der statisch als Zweigelenkbogen aufzufassenden Binder wird von Rundstangen mit mittlerem Spannschloß aufgenommen. Die Dachplatte, von Oberlichtöffnungen durchbrochen, ist unmittelbar zwischen den Bindern verspannt (Abb. 286).

Bogenbinder mit einbetonierten Zuggurten und Vertikalen.

Filteranlage des Wasserwerks Posen. Das Gebäude ist 63,43 m lang, 21,83 m breit (außen gemessen) und bedeckt einen im Boden versenkten Reinwasserbehälter von 5000 m^3 Inhalt. Das ganze Gebäude ist durch ein Dach von 20,63 m Lichtweite und 3 m Pfeil überspannt, das in der Mitte

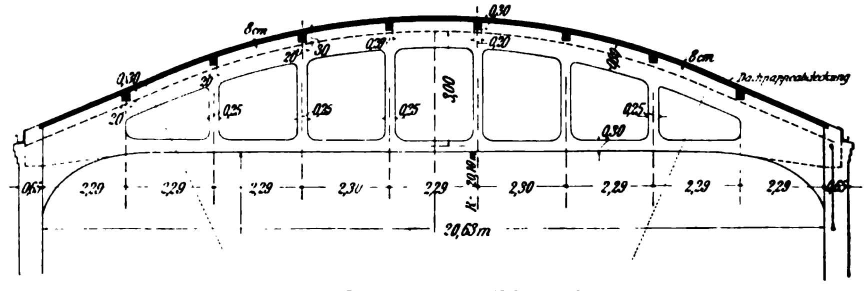


Abb. 287. Dachbinder über der Filteranlage in Posen.

einen 6,85 m hohen Aufbau von 40 m² Grundfläche trägt. Das Tragwerk besteht aus flachen Kreisbogen, die unter der Annahme von Kämpfergelenken mit Zuggurten berechnet sind. Die in Entfernungen von 5,86 m liegenden Bindertragwerke haben die äußere Form der Arkadenträger (Abb. 287). Die 0,80 m hohen und 0,32 m breiten Tragrippen sind an der Ober- und Unterseite mit je 4 Rundstangen von 20 mm verstärkt, die in Abständen von 0,30 m durch 10 mm-Bügel verbunden sind. Die 11,5 m langen Eisen sind im Scheitel gestoßen, wo sie sich übergreifen. Der aus 4 Stäben von 56 mm Stärke bestehende Zuggurt ist in einem rechteckigen Betonbalken 0,32 · 0,30 m einge-

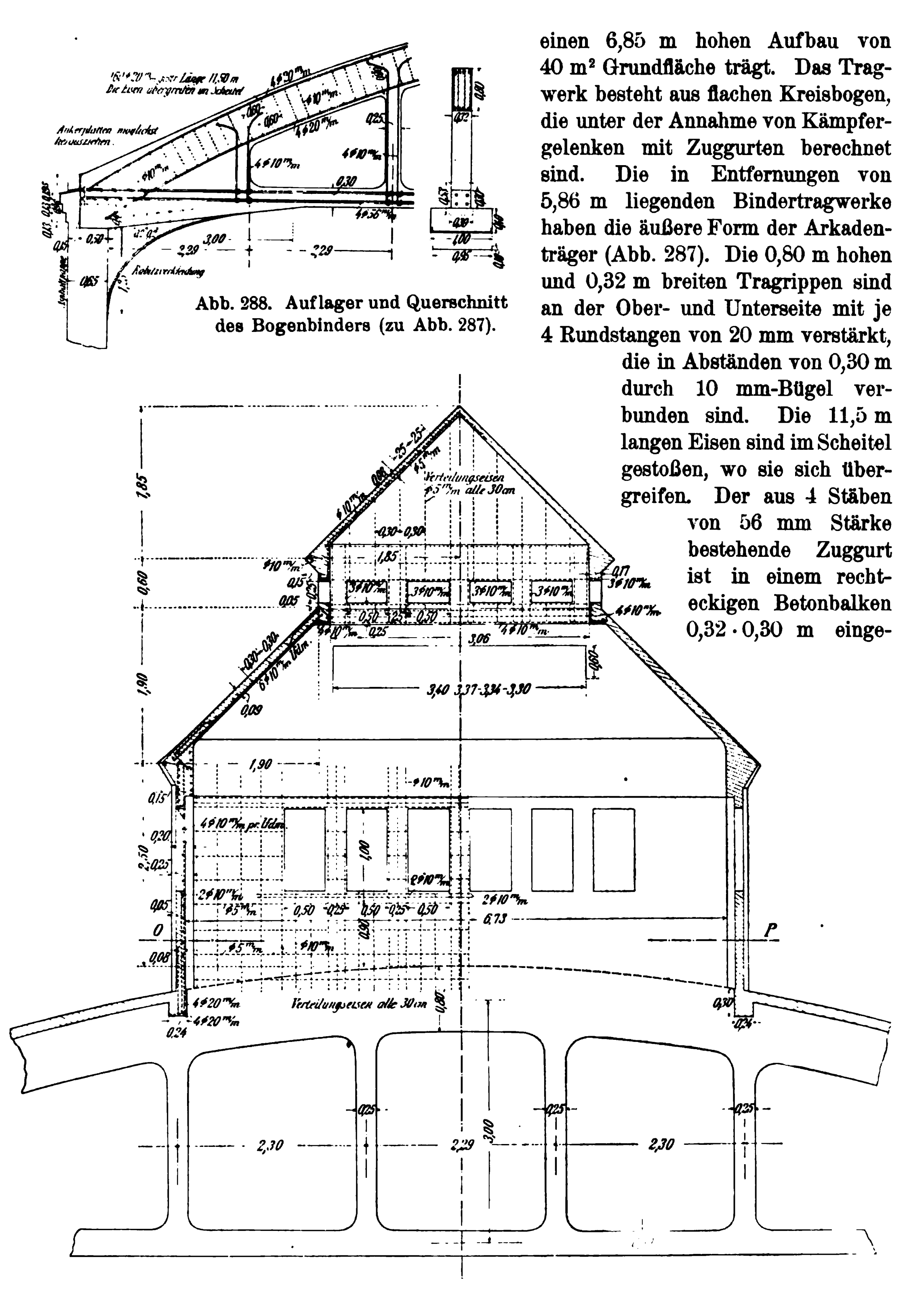


Abb. 288. Auflager und Querschnitt des Bogenbinders (zu Abb. 287).

Abb. 289. Mitte des Bogenbinders und Aufbau (zu Abb. 287).

bettet und zur Vermeidung der Durchbiegung in Entfernungen von etwa 2,30 m an der Bogenrippe mit 4 Rundeisen von 10 mm aufgehängt, die ebenfalls in Betonsäulen 0,25 · 0,32 m Querschnitt liegen. Die letzten, an den Auflagern befindlichen Felder sind voll ausbetoniert. Die Aufnahme des Seitenschubes, d. i. die Verankerung der Zuggurteisen, erfolgt durch 45 mm starke Gußstahlplatten von 0,53 · 0,392 m Fläche mittels je 4 Schrauben (Abb. 288). An einer (rechten) Seite sind die Auflager mit 20 mm starken Rundeisen mit dem Umfassungsmauerwerk verankert, während die anderen Auflager eine durch Belastung und Temperatur bedingte Bewegung zulassen; die Möglichkeit hierfür ist durch die Einlage von Asphaltpappe zu erreichen gesucht. Die mit Dachpappe abgedeckte 8 cm starke Eisenbetondachplatte ist kreuzweise mit 11 R.-E. 5 mm bezw. 4 R.-E. 10 mm auf 1 m bewehrt; sie ruht auf den 5,86 m weitgespannten und 2,29 m entfernten Dachbalken von 0,20 · 0,30 m Querschnitt auf, die mit 4 R.-E. 20 mm von den Momenten entsprechender Abbiegung und mit 5 mm-Bügeln bewehrt sind (Abb. 287 und 289).

Der Berechnung sind als größte zulässige Beanspruchungen 34 kg/cm² im Beton (Mischung 1 : 4) und 1000 kg/cm² im Eisen zugrunde gelegt. Die Platten und Querbalken des Wölbdachs wurden als durchlaufende Balken auf 4 Stützen behandelt, die Dachbinder als Zweigelenkbogen mit $l = 21{,}13$ und $f = 3$ m dimensioniert; hierbei ist das Trägheitsmoment einer mittragenden Plattenbreite nicht berücksichtigt. Die durch die Dachbalken übertragenen Dachlasten wirken als Einzellasten P, zu denen das Eigengewicht der Binder zu addieren ist. Es ergeben sich folgende Lasten:

Aus der ständigen und beweglichen Belastung der Balken 5,85 (550 + 345) = 5220 kg

Einzellasten des Binders

a) Bogen 0,8 · 0,32 · 2,30 · 2400 . . . . = 1420 „
b) Zugbalken 0,3 · 0,32 · 2,30 · 2400 . . . . = 530 „
c) Pfosten 0,25 · 0,32 · 2,20 · 2400 . . . . = 420 „

$P = 7590$ kg.

Bei konstantem $J \cos\varphi$ beträgt der Seitenschub (nach Weyrauch)

$$H_q = \frac{5}{(1+\alpha)\cdot 8 f l^3} \cdot \Sigma\, Pa\,(l-a)\,(l^2 + la - a^2 - \beta l^2),$$

worin

$$\alpha = \frac{15}{8}\gamma\left(\frac{r-f}{rf}\right)^2, \quad \gamma = \frac{J\cos\varphi}{F\cos\varphi} \quad \text{und} \quad r = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}.$$

β ist sehr klein und wird daher vernachlässigt.

$$\gamma = \frac{\frac{1}{12}\,32\cdot 80^3 + 2\,(15\cdot 12{,}57\cdot 35^2)}{32\cdot 80 + 2\cdot 15\cdot 12{,}57} = 0{,}0623 \text{ m}^2$$

$$r = \frac{21{,}13^2}{8\cdot 3} + \frac{3}{2} = 20{,}10$$

$$\alpha = \frac{15}{8}\cdot 0{,}0623\left(\frac{20{,}1-3}{20{,}1\cdot 3}\right)^2 = 0{,}00941.$$

Die Entfernungen der P vom Auflager A sind

$a = 2{,}54$, 4,83, 7,12, 9,42, 14,01, 16,30 und 18,59 m; $l = 21{,}13$ m;

damit ergibt sich der größte Seitenschub

$$H_q = 58815 \text{ kg}.$$

Eine beliebige Temperaturänderung bewirkt

$$H_t = \frac{15\,E c}{(1+\alpha)\cdot 8\,f^2}\cdot \varepsilon t.$$

Mit $\varepsilon = 0{,}00001$, $c = J\cos\varphi$, $\operatorname{tg}\varphi = \frac{2f}{l} = \frac{2\cdot 3}{21{,}03} = 0{,}284$, $\cos\varphi = 0{,}962$, $\sin\varphi = 0{,}273$, $E = 240\,000$ und $t = \pm 30^\circ$ C. ist

$$H_t = 1305 \text{ kg}$$

$$H = H_q + H_t = 60\,120 \text{ kg};$$

erforderlicher Eisenquerschnitt der Zugstangen

$$f_e = \frac{60\,120}{1000} = 60{,}12 \text{ cm}^2;$$

gewählt 4 R-E. 44 mm mit 60,8 cm².

Die größten Biegungsmomente treten ungefähr im Viertel der Spannweite auf; sie ergeben sich aus der Gleichung

$$M = \frac{l-x}{l}\cdot\sum_0^x Pa + \frac{x}{l}\sum_0^l P(l-a) - Hy.$$

Für $x = 4{,}83$ und $y = 2{,}16$ m ist daraus $M = -3741{,}0$ kgm
„ $x = 7{,}12$ „ $y = 2{,}70$ „ „ „ $M = -4357{,}6$ „
„ $x = 5{,}97$ „ $y = 2{,}46$ „ „ „ $M = -6148{,}6$ „

somit $M_{max} = -614\,860$ kgcm.

$$N = V\sin\varphi + H\cos\varphi$$

$$V = A - \sum_0^x P = 14\,820 \text{ kg},$$

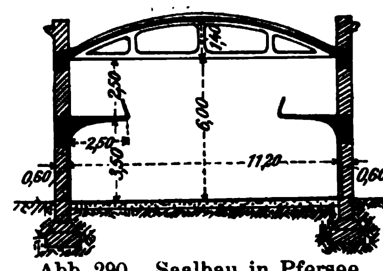


Abb. 290. Saalbau in Pfersee.

$$N = 14\,820\cdot 0{,}2728 + 60\,120\cdot 0{,}962 = 59\,356 \text{ kg}$$

$$\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

$$F = 32\cdot 80 + 2\,.\,15\cdot 12{,}57 = 2937 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{32\cdot 80^2}{6} + \frac{2\cdot 15\cdot 37^2}{37}\cdot 12{,}57 = 48\,000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = -\frac{59\,356}{2937} \pm \frac{614\,860}{48\,000} = \begin{cases} -\ \ 7{,}4 \text{ kg/cm}^2 \\ -33{,}0 \quad " \end{cases}$$

Die Ausführung erfolgte durch Diss u. Co.

Eine ähnliche Anordnung der Binder zeigt die Abb. 290, welche die Überdeckung eines Saalbaues in Pfersee darstellt.[1])

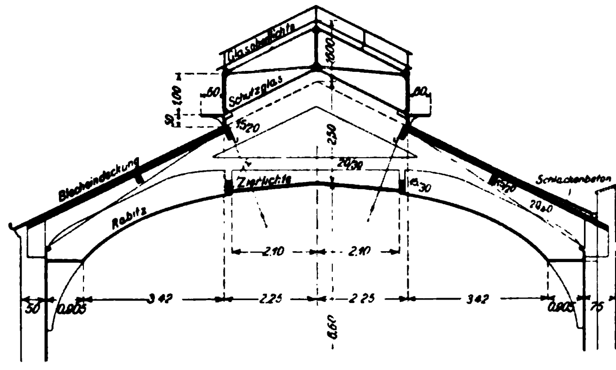


Abb. 291. Dach über einem Speisesaal in Wien.

Rippenbogen mit überhöhten Zuggurten.

Eine besondere Konstruktionsart zeigen die Bogenbinder über dem Zuschauerraum des neuen Stadttheaters in Bern (Beton u. Eisen 1904, Heft V). Die radial angeordneten Binder vereinigen sich im Scheitel zu einem Druckring, der für Entlüftungszwecke benutzt wird.

[1]) Mörsch, Der Eisenbetonbau 1908, S. 244.

Der Seitenschub ist durch radiale Schließen aufgehoben, die mit Beton umhüllt und an der Kuppel aufgehängt sind. Bemerkenswert ist der Umstand, daß die Zuganker oberhalb der Kämpfer angreifen und sonach in ähnlicher Weise angeordnet sind, wie dies bei den glatten Bogendächern mit überhöhtem Zuggurt beschrieben ist und wie Abb. 275 darstellt.

Diese Bauweise erscheint dort besonders zweckmäßig, wo die innere Wölbung eines Raumes weit über die Auflagerhöhe des Daches emporsteigt. Ein schönes Beispiel bietet ein von Ed. Ast u. Co. in Wien XX über einem Speisesaal ausgeführtes Dach (Abb. 291) von 13,15 m Lichtweite. Die geraden Obergurte sind in mittlerer Pfeilhöhe durch Zugbalken von 0,20 · 0,30 m Querschnitt verbunden. Die gegen die Kämpfer liegenden Schenkel sind als möglichst steife Konsolen ausgebildet. Die angehängte wölbförmige Rabitzdecke wird im mittleren Teil von einem Zieroberlicht durchbrochen.

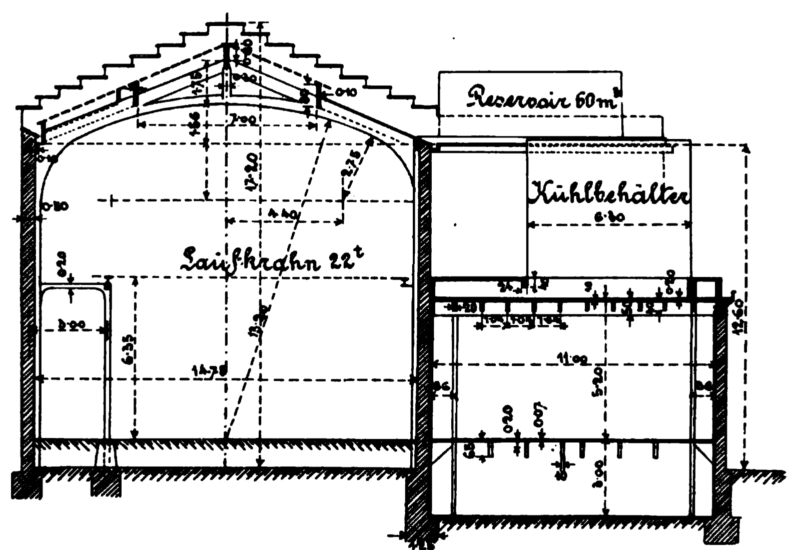


Abb. 292. Versuchsraum einer Fabrik in Paris.

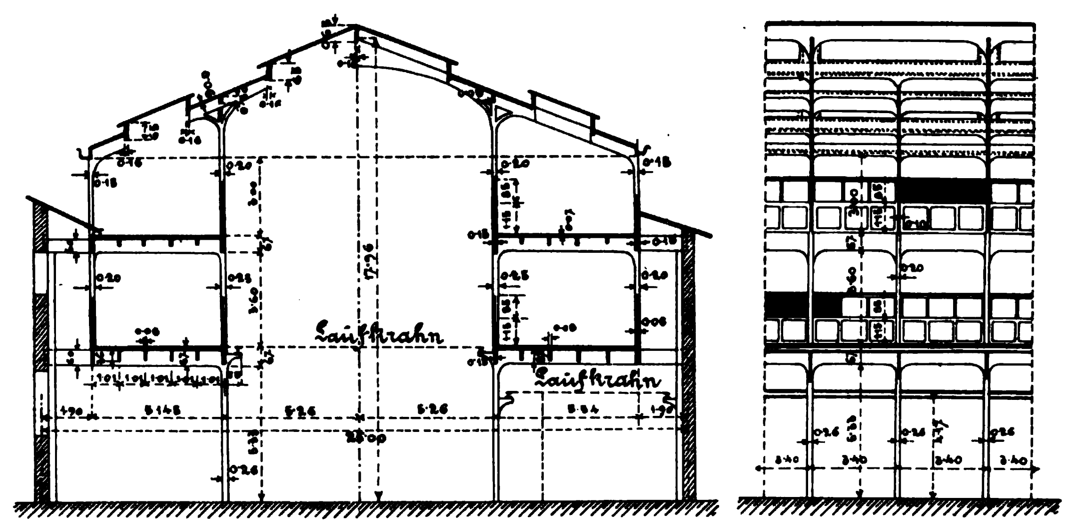


Abb. 293 u. 294. Quer- und Längenschnitt der mechanischen Werkstätte.

Mehrere eigenartige Dachkonstruktionen sind bei dem Fabrikgebäude von Sautter-Harlé & Cie. in Paris (Konstrukteur Bonna) ausgeführt.[1] Auf den in der

[1] Berger et Guilerme, La Construction en ciment armé 1909, II. Aufl., Taf. 22.

Abb. 292 dargestellten Teil des Bauwerks sei besonders hingewiesen, weil Gebäudequerschnitte wie die hier zur Ansicht gebrachten bei Maschinenfabriken sehr häufig wiederkehren. In dieser Anordnung wird durch entsprechende Verspannung über den Stützen der Seitenschub der Dachträger auf die darunterliegende Konstruktion übertragen und das unschöne Sichtbarwerden der Zugstangen vermieden. Das Dach über dem Versuchsraum der Fabrik (Abb. 292) hat eine ähnliche Ausbildung wie das in Abb. 291 erhalten. Bei 14,75 m Lichtweite und 32 m Länge ist der Raum 12,5 m hoch. Der Dachuntergurt hat die Form eines Korbbogens mit 3 Mittelpunkten. In der Mitte ist ein 7 m breites Oberlicht eingebaut. Die mechanische Werkstätte besteht aus einem dreischiffigen Bau (Abb. 293 und 294), dessen Gallerien und Überdachung von 2 Säulenreihen in 10,52 m Abstand getragen werden. Die gesamte Breite beträgt 25 m, die Länge 37 m. Die Binder, deren Lichtweite 10,27 m beträgt, liegen in Entfernungen von 6,80 m; zwischen ihnen sind reichliche Oberlichter angebracht, die sich auf 16 cm breite und 65 cm hohe Längsträger stützen. Ein anderer Gebäudeteil der genannten Fabrik ist in der Abb. 295 dargestellt.

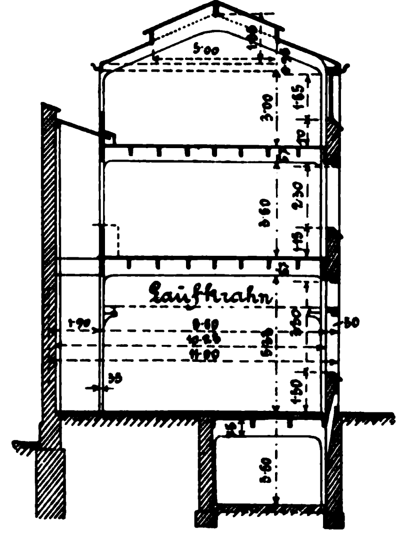


Abb. 295. Querschnitt durch das Hintergebäude.

δ) Mansardbogendächer.

Unter Mansardendächern werden jene Dachformen verstanden, bei denen die Außenflächen in steilen Ebenen von den Frontwänden aufsteigen und mit geringen Neigungen in der Mitte zusammentreffen. In statischer Beziehung sind sie als Bogenkonstruktionen, meist mit aufgenommenem Horizontalschub, zu betrachten. Die einfachste Ausbildung ergibt sich dann, wenn von dem ganzen Dach nur ein Geschoß umgrenzt wird. Man spricht dann von einem eingeschossigen Mansarddach, im Gegensatz zu dem mehrgeschossigen Mansarddach, dessen Raum durch wagerechte Zwischendecken unterteilt ist.

1. Eingeschossige Mansardendächer.

Aufnahme des Seitenschubes durch die Geschoßdecke.

Beim eingeschossigen Mansarddach ist der Bogen mit der darunterliegenden Decken- und Balkenkonstruktion in der Regel fest verbunden (eingespannt) und

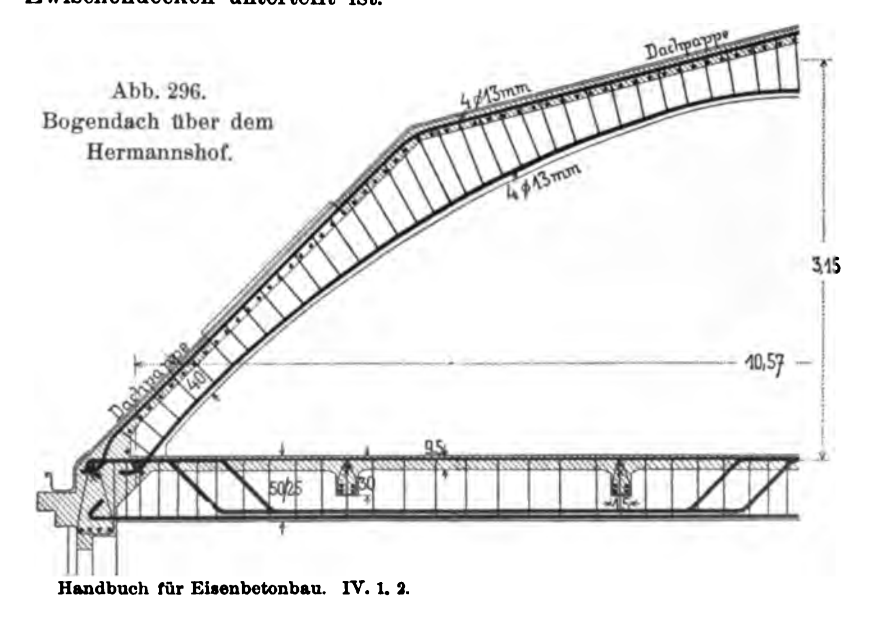


Abb. 296. Bogendach über dem Hermannshof.

danach zu berechnen. Als Beispiel einer solchen Ausführung sei das in Berlin-Rixdorf über dem Hermannshof erbaute Dach (Abb. 296) erwähnt.[1]) Bei 10,57 m Spannweite besitzt es 3,15 m Pfeil. Rechnerisch sind die Dachbogen als Parabelbogen mit starren Widerlagern behandelt, wobei als äußere Begrenzung des Tragbogens der den Dachinnenflächen eingeschriebene Kreis angesehen ist. Zur Ermittlung der Momente und des Seitenschubes sind die Formeln für den eingespannten Parabelbogen benutzt. Das Beispiel zeigt, wie sich die Eiseneinlagen des Bogens zweckmäßig und einfach anordnen und mit der Unterkonstruktion verbinden lassen. Hierbei ist zu beachten, daß die Eisen der Dachbogen nur wenig in die Deckenbalken eingreifen, um deren Fertigstellung und die Schalung der Oberkonstruktion nicht zu behindern. Die Verbindung der im Bogen liegenden Eisenstäbe erfolgt durch eine reichliche Anzahl Querbügel, um sie gegen Ausknicken zu sichern. Von Bedeutung ist die richtige Anordnung der Eisenstöße, worauf beim Entwurf Rücksicht zu nehmen ist. Der von der Firma Lolat-Eisenbeton ausgeführte Bau kann insofern als typisch bezeichnet werden, als sich ähnliche Ausführungen bei Gebäudetiefen von 10 bis 13 m und Dachhöhen von 3,5 bis 5 m in Großstädten öfter wiederholen dürften. Die Zuggurte werden durch die Deckenbalken gebildet, die für diesen Zweck an ihrer Oberseite mit dem Seitenschub ent-



Abb. 297. Fabrikdach in Stockholm.



Abb. 298. Fabrikdach in Nykoping.

[1]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, Nr. 14.

sprechenden Rundstangen bewehrt sind, die an den Kämpfern in Längseisen eingehakt wurden. Die aus der Achsenteilung der Fenster hergeleitete Binderentfernung beträgt 3,90 m.

Ein bemerkenswertes Bogendach von im wesentlichen gleicher Bauart ist u. a. von Ingenieur M. Kjelstrom für eine Fabrik in Stockholm ausgeführt; die parabelförmigen Bogenrippen liegen hierbei in 5,60 m Entfernung, haben 15,20 bis 15,80 m Stützweite und 7,30 m Pfeil; die Zuggurte sind durch die obere Geschoßdecke gebildet; die überdeckte Fläche beträgt 2600 m² (Abb. 297).

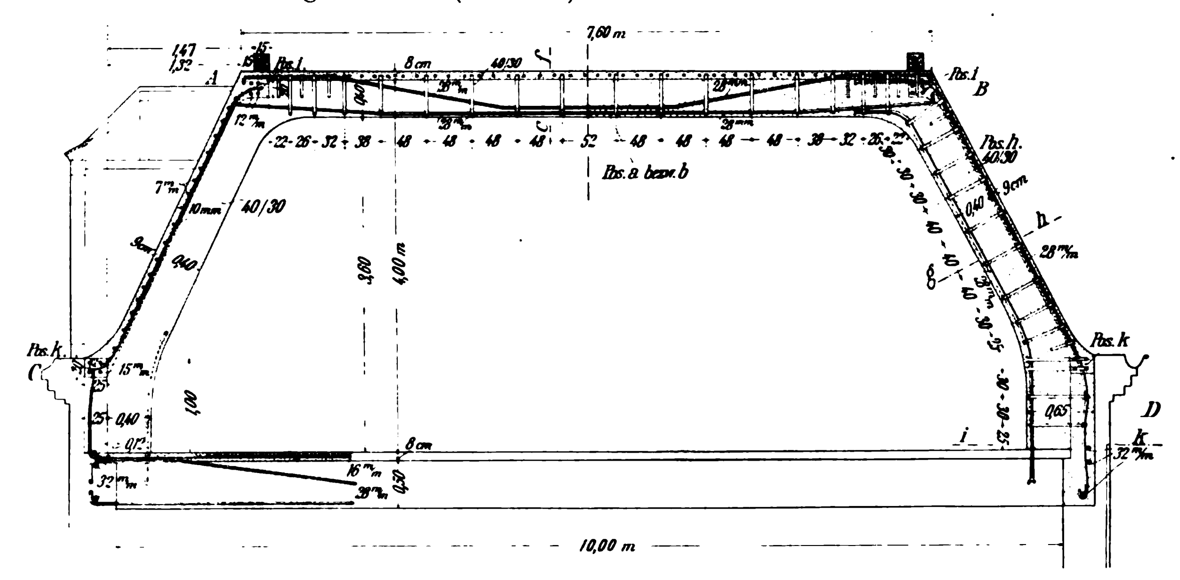


Abb. 299. Querschnitt des Trapezdaches (siehe Abb. 300).

Eine den genannten Dächern ähnliche Konstruktion ist von der Nordiska Kompagniet (Schweden) für eine Fabrik in Nykoping erbaut. Die in der Hauptform geraden Dachrippen sind in der darunterliegenden Geschoßdecke verspannt, an welche sie sich mit kurzen lotrechten Säulen anschließen und so einen in allen Teilen benutzbaren Dachraum ermöglichen (Abb. 298).



Abb. 300. Dachraum des Siechenhauses zu Gießen.

Provinzial-Siechenhaus zu Gießen. Der symmetrische Trapezbogen über dem 10 m weiten Lichtraum ist 4 m hoch und mit der Decke des Obergeschosses, dessen

Balken den Seitenschub aufnehmen, verankert. Die vorstehenden Tragrippen haben einen Querschnitt von 30 · 40 cm, die Dachplatte ist 8 cm stark. Die Eiseneinlagen und ihre Anordnung sind aus der Abb. 299, das Innere des Daches aus Abb. 300 ersichtlich. Ausführung durch die Frankfurter Betonbau-Gesellschaft.

Eisenbetondach des Geschäftshauses Hofmeier, Wien.[1]) Dieses Dach hat eine Spannweite von 7,95 m und 4,45 bis 4,70 m Höhe. Die Binderentfernung beträgt 3,80 m. Der Binder hat die Querschnittsdimensionen 30/50 cm und ist im steilen Mansardenteil AC durch 4 R.-E. 36 mm + 2 R.-E. 32 mm = 56,8 cm² bewehrt, während im flachen Binderteil und in der rechtseitigen Stütze 4 R.-E. 36 mm = 40,72 cm² angeordnet sind. Zur Aufnahme des Seitenschubes in der Geschoßdecke wurden 3 R.-E. 18 mm = 5,09 cm² zu den sonst erforderlichen Eisen gelegt und mit den Eisen des Binders in Verbindung gebracht. Zwischen den Bindern gehen Nebenrippen in Abständen von 1,99 m von 26 cm Höhe, bewehrt durch 4 R.-E. Darüber spannt sich die Dachplatte von 8 cm Dicke, die mit einem Holzzementdach abgedeckt ist (Abb. 301).

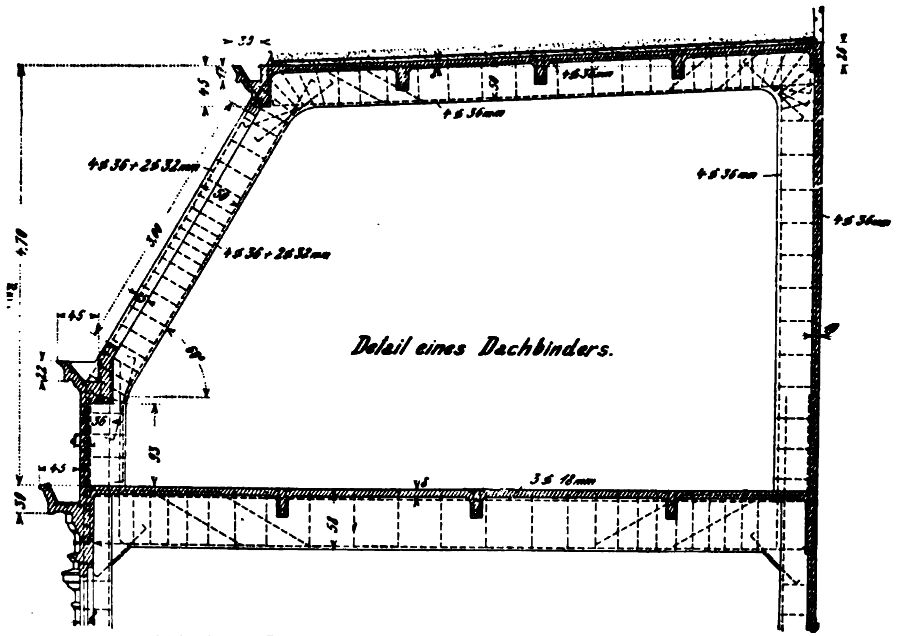


Abb. 301. Querschnitt des Mansarddaches in Abb. 304.

Die Berechnung erfolgte nach der Theorie des elastischen Bogens mit eingespannten Kämpfern und gleichbleibenden Trägheitsmomenten nach dem Verfahren von Dr. Ing. Schönhöfer.[2]) Die Bogenachse wurde in 15 gleich große Teile von der Länge $\varDelta s = 1{,}05$ m geteilt, die Schwerpunkte ermittelt und auf das Hauptachsensystem O bezogen. Die Lage des Achsenkreuzes ist durch die Bedingungen gegeben (Gleichung 1 in III α 4 mit $ds = \varDelta s =$ konstant):

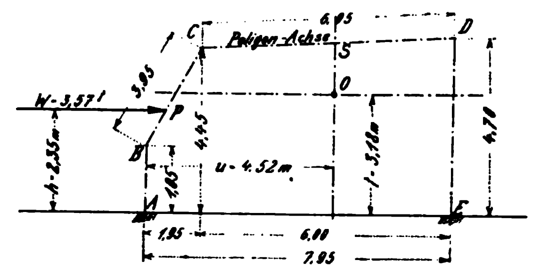


Abb. 302. Trag- und Lastenschema.

$$\sum_1^{15} x = 0, \qquad \sum_1^{15} y = 0, \qquad \sum_1^{15} xy = 0.$$

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft VI S. 150 und Heft VII S. 167 u. f.

[2]) Rob. Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken usw. Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn.

Mit den im Abschnitt III α4 gebräuchlichen Beziehungen ist

$$M = \mathfrak{M} - Xy - Yx - Z,$$

woraus mit

$$L = \frac{\Delta s}{2EJ} \Sigma M^2$$

$$L' = \frac{\partial L}{\partial X} = 0, \quad L'' = \frac{\partial L}{\partial Y} = 0, \quad L''' = \frac{\partial L}{\partial Z} = 0.$$

$$X = \frac{\sum_1^{15} \mathfrak{M} y}{\sum_1^{15} y^2}, \qquad Y = \frac{\sum_1^{15} \mathfrak{M} x}{\sum_1^{15} x^2}, \qquad Z = \frac{\sum_1^{15} \mathfrak{M}}{15}.$$

Die abgewickelte Achsenlänge beträgt $s = 1{,}05 + 3{,}95 + 6{,}05 + 4{,}70 = 15{,}75$ m, demnach $\Delta s = \frac{15{,}75}{15} = 1{,}05$ m. Das Tragschema ist aus Abb. 302 zu entnehmen, zu welchem die Momente $\mathfrak{M}$ ermittelt sind. Die Koordinaten des Ursprungs O ergeben sich aus den Gleichungen

$$u = \frac{\sum_1^{15} x'}{15}, \quad t = \frac{\sum_1^{15} y'}{15},$$

wenn x' und y' die Koordinaten der Bogenachse bezüglich des linken Auflagers A sind. Mit Hilfe der in einer Tabelle zusammengestellten Werte von x', y', x, y, x^2, y^2, $\mathfrak{M}$, $\mathfrak{M}x$ und $\mathfrak{M}y$ erhält man



Abb. 304. Dachraum im Geschäftshaus Hofmeier in Wien.

$$X = \frac{\sum_1^{15} \mathfrak{M} y}{\sum_1^{15} y^2} = \frac{107{,}6}{33{,}129}$$

$$= 3{,}25 \text{ t}$$

und ebenso

$$Y = \frac{-89{,}44}{139{,}248} = -0{,}643 \text{ t}$$

$$Z = \frac{104{,}507}{15} = 6{,}97 \text{ tm},$$

mithin das Moment im Achsenpunkte x, y

$$M = \mathfrak{M} - 3{,}25\, y + 0{,}643\, x - 6{,}97.$$

Aus dem Winddruck $W = 3{,}57$ t für den Binder entstehen im frei aufliegenden Polygonzug die Windmomente:

in der Strecke A—P $\quad \mathfrak{M}_w = W \cdot y' - \frac{Wh}{l} \cdot x'$

„ „ „ P—E $\quad \mathfrak{M}_w = W \frac{h}{l} (l - x')$.

Das Moment in beliebigem Querschnitt des beiderseits eingespannten Binders ist

$$M_w = \mathfrak{M}_w - X_w y - Y_w x - Z_w - \frac{W}{X_w}(X_w t - Y_w u - Z_w) \cdot \frac{u+x}{l}.$$

Die statisch unbestimmten Größen sind aus den Gleichungen zu ermitteln:

$$X_w = \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}_w y}{\sum_1^n y^2}$$

$$Y_w = \left(\frac{u}{l}\frac{W}{X_w} - 1\right) l + Z_w \cdot \frac{W}{X_w} + \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}_w \cdot x}{\sum_1^n x^2} \cdot l - Wt = 0$$

$$\frac{l-u}{2} \cdot Y_w \cdot \frac{Wt}{X_w} + Z_w\left(\frac{u}{l}\frac{W}{X_w} - 1\right) + \frac{\sum_1^n \mathfrak{M}_w}{n} - \frac{u}{l} Wt = 0.$$

Nach Zusammenstellung der Werte x, y, x^2, y^2, $\mathfrak{M}_w$, $\mathfrak{M}_w x$ und $\mathfrak{M}_w y$ ergibt sich

$$X_w = \frac{11{,}717}{33{,}129} = 0{,}358 \text{ t}$$

$$37{,}2\, Y_w + 9{,}96\, Z_w - 17{,}32 = 0$$

$$54{,}5\, Y_w + 4{,}66\, Z_w - 3{,}41 = 0,$$

woraus

$$Y_w = -0{,}126 \text{ t}$$

$$Z_w = +2{,}21 \text{ tm}.$$

Die Momentengleichung lautet

$$M_w = \mathfrak{M}_w - 0{,}358\, y + 0{,}126\, x - 2{,}21 + 0{,}626\,(4{,}52 + x).$$

Durch eine Temperaturerhöhung $t = \pm 40^\circ$ C. und $\varepsilon = 0{,}00001328$ vergrößert sich die Spannweite l um

$$\Delta l = \pm \varepsilon t l = \pm 0{,}00001328 \cdot 40 \cdot 795 = \pm 0{,}422 \text{ cm}.$$

Hieraus ist

$$X_t = \pm \frac{EJ \cdot \Delta l}{s \sum_1^{15} y^2} = \pm \frac{EJ \cdot \Delta l}{105 \cdot \sum_1^{15} y^2}.$$

Mit $E = 140\,000$, $\sum_1^{15} y^2 = 33{,}129 \text{ m}^2 = 331\,290 \text{ cm}^2$ ist

$$X_t = \pm \frac{140\,000 \cdot 0{,}422}{105 \cdot 331\,290} \cdot J = \pm 0{,}0017\, J;$$

mit $J = 661\,300 \text{ cm}^4$ ist $X_t = \pm 1{,}12$ t.

Die Schlußergebnisse sind in der Tabelle zusammengefaßt.

Querschnitt	M tm	M_w tm	$\pm M_t$ tm	M_{max} tm	Spannungen σ_b kg/cm²	σ_e kg/cm²
A	+ 0,44	− 1,64	3,56	4,76	9,75	223
B	− 16,80	+ 1,73	2,58	19,38	39,60	906
C	+ 0,11	+ 4,56	1,42	6,09	15,90	396
S	+ 6,15	+ 3,75	1,54	11,44	29,80	745
D	− 9,71	+ 2,66	1,70	11,41	29,80	745
E	+ 5,55	+ 4,34	3,56	13,45	35,00	880

Der vorbeschriebenen ähnliche Konstruktionen sind von Ed. Ast u. Co. in Wien u. a. ausgeführt in Wien I, Bognergasse, Wien I, Bauernmarkt 7 und im Bau „Versicherung“, Tuchlauben. Beim erstgenannten Bau überspannt ein Mansardendach von im wesentlichen symmetrischem Querschnitt das etwa 17 m tiefe Gebäude unter Benutzung der Mittelmauer als Auflager.

Berechnung eines kastenförmigen Rahmens beim Dachbau der Fortbildungsschule Sachsenhausen-Frankfurt a. M.[1])

Das Ganze bildet einen in sich geschlossenen Stabzug (Abb. 305 und 306); wird derselbe an einer beliebigen Stelle durch einen Schnitt geteilt und werden in der Schnittstelle die statisch unbestimmten Größen H, V und M_1 angebracht, so stellt er einen eingespannten Bogen dar, dessen Kämpfer zusammenfallen. Das Moment an einer beliebigen Stelle ist dann

$$M = \mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1,$$

wobei $\mathfrak{M}$ das statisch bestimmte Moment der äußeren Kräfte eines auf 2 Stützen frei aufliegenden Balkens, y und x die Koordinaten der Schnittstelle bedeuten. H, V und

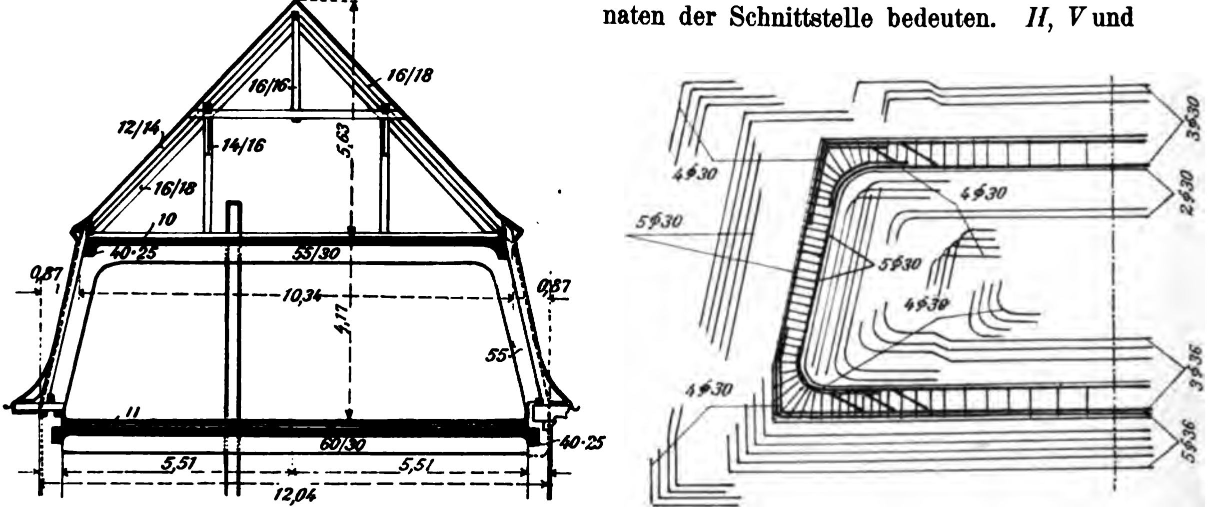


Abb. 305. Querschnitt des Daches.

Abb. 306. Bewehrungs-Schema des Kastenrahmens.

M_1 werden am besten mit Hilfe der virtuellen Verschiebungen oder der kleinsten Formänderungsarbeit berechnet. Die kleinste Formänderungsarbeit ist bestimmt durch die Gleichung

$$L = \int \frac{M^2}{2\,EJ}\,dx + \int \frac{N^2}{2\,EF}\,dx + \int \varepsilon\,\Delta t \cdot \frac{M}{h}\,dx + \int \varepsilon t_0\,N dx = \text{min.}$$

Die Verschiebung des Angriffspunktes einer Kraft in der Richtung derselben oder die Verdrehung eines Querschnitts durch ein Kräftepaar ist gleich der nach dieser Kraft bezw. dem Kräftepaar teilweise differenzierten Arbeit L; es ist also die wagerechte Verschiebung $\frac{\partial L}{\partial H}$, die lotrechte Verschiebung $\frac{\partial L}{\partial V}$ und die Verdrehung des Querschnitts $\frac{\partial L}{\partial M_1}$. Dabei müssen H, V und M_1 die Arbeit zu einem Minimum machen.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1907, Mitteilungen über Zement usw. S. 81 u. f.

Die Bedingungsgleichungen lauten also, wenn die statisch unbestimmten Größen mit X bezeichnet werden,

$$\frac{\partial L}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} dx + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial X} dx + \int \varepsilon t \frac{\partial N}{\partial X} dx + \int \varepsilon \frac{\Delta t}{h} \frac{\partial M}{\partial X} dx = 0.$$

Es ist aber

$$\frac{\partial M}{\partial H} = -y \qquad N = V \sin\varphi + H \cos\varphi$$

$$\frac{\partial M}{\partial V} = -x \qquad \frac{\partial N}{\partial H} = \cos\varphi$$

$$\frac{\partial M}{\partial M_1} = -1 \qquad \frac{\partial N}{\partial V} = \sin\varphi$$

$$\frac{\partial N}{\partial N} = 1.$$

Das Koordinatensystem wird so gewählt, daß

$$\int \frac{y}{J} dx = 0; \quad \int \frac{x}{J} dx = 0 \quad \text{und} \quad \int \frac{x \cdot y}{J} dx = 0 \text{ wird.}$$

Die Bedingungsgleichungen lauten dann

$$\int (\mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1) \frac{y}{EJ} ds + \int (V \sin\varphi + H \cos\varphi) \frac{\cos\varphi}{EF} ds + \int \varepsilon t \cos\varphi\, ds - \int \varepsilon \frac{\Delta t}{h} \cdot y\, ds = 0 \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

$$\int (\mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1) \frac{x}{EJ} ds + \int (V \sin\varphi + H \cos\varphi) \frac{\sin\varphi}{EF} ds + \int \varepsilon t \sin\varphi\, ds - \int \varepsilon \frac{\Delta t}{h} x\, ds = 0 \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

$$\int (\mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1) \frac{ds}{EJ} = 0 \quad \ldots \ldots \quad (3)$$

Wird nun $\sin\varphi$ als verschwindend klein und die Temperaturänderung in allen Punkten des Querschnitts konstant $= t$ angenommen, so schrumpft die Gleichung (1) zusammen in

$$\int (\mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1) \frac{y}{EJ} ds + \int \frac{H}{EF} ds + \int \varepsilon t\, ds = 0,$$

woraus:

$$H = \frac{\int \frac{\mathfrak{M} \cdot y}{EJ} ds + \int \varepsilon t\, ds}{\int \frac{y^2}{EJ} ds + \int \frac{ds}{EF}} \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

und analog

$$V = \frac{\int \frac{\mathfrak{M} \cdot x}{EJ} \cdot ds}{\int \frac{x^2}{EJ} \cdot ds} \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

$$M_1 = \frac{\int \frac{\mathfrak{M}}{EJ} \cdot ds}{\int \frac{ds}{EJ}} \quad \ldots \ldots \quad (3)$$

Die Integrale werden nach Simpson gelöst

$$\Sigma \frac{\Delta s}{J} = \frac{\Delta s}{3}\left(\frac{1}{J_0} + \frac{4}{J_1} + \frac{2}{J_2} + \frac{4}{J_3} + \ldots + \frac{4}{J_{n-1}} + \frac{1}{J_n}\right).$$

Die Belastung des oberen Balkens besteht aus

3,8 · 500 = 1900 kg Decke,
396 kg Eigenlast,
2296 kg/m ∼ 2300 kg/m.

Dachlast $P = 3{,}6 \cdot 3{,}8 \cdot 300 = 4100$ kg,
$P_1 = 1{,}2 \cdot 3{,}8 \cdot 300 = 1360$ kg;

unterer Balken 3,8 · 720 = 2736 kg Decke,
432 kg Eigenlast,
3170 kg.

Eine gute Übersicht und somit Erleichterung zur Aufstellung der Momente wird erzielt, indem man den Rahmen, wie Abb. 307 zeigt, auseinanderzieht und dadurch einen Balken auf zwei Stützen mit überhängenden Enden darstellt.

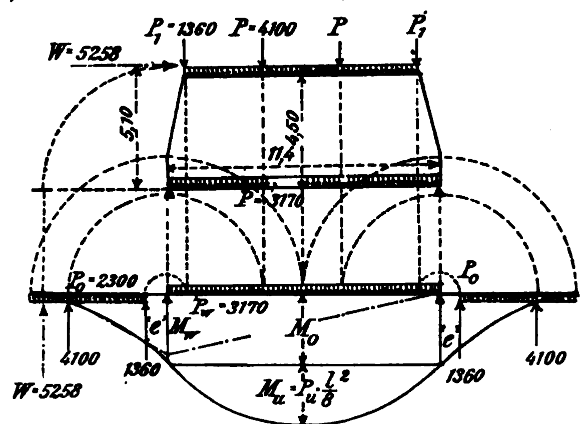


Abb. 307. Belastungs-Schema des auseinandergezogenen Rahmens.

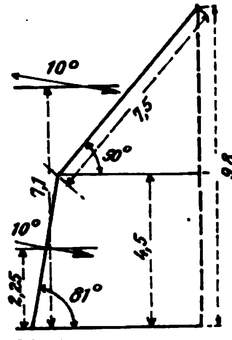


Abb. 308. Angriff der Windkräfte.

Der Gesamtwinddruck (Abb. 308) beträgt $W = 5258$ kg, sein Angriffspunkt liegt in einer Höhe von $h = 5{,}10$ m; es ist dann

$$\mathfrak{M}_w = W \cdot h.$$

Zur weiteren Berechnung werden folgende Querschnitte angenommen

0 bis 4	55/30	5 R.-E. 30	$J = 0{,}0067770$ m⁴
4 bis 8	55/30	2×5 R.-E. 30	$J = 0{,}0100132$ „
8 bis 10	60/30	2×5 R.-E. 30	$J = 0{,}0125676$ „
10 bis 14	60/30	{5 R.-E. 30 / 3 R.-E. 36	$J = 0{,}0090843$ „

Schema der Tabelle.

Punkt	x	y	n	$\frac{n}{J}$	$\frac{n}{J}y^2$	$\frac{n}{J}x^2$	$\frac{n}{F}$	$\mathfrak{M}$	$\frac{n}{J}\cdot\mathfrak{M}$	$\frac{n}{J}\cdot\mathfrak{M}\cdot y$
0	0	2,13	1	156	708	0	4,6	0	0	0
1	1,06	—	4	625	2838	702	18,5	1,29	808	1 729
2	2,12	—	2	313	1419	1402	9,3	6,56	2 053	4 395
3	3,18	—	4	625	2838	6320	18,5	17,40	10 860	24 200
4	4,24	—	2	200	906	3586	7,5	31,00	6 180	13 180

usw.

Aus den Gleichungen (1), (2) und (3) ergibt sich mit den Werten aus der Tabelle

$H = 15{,}30$ t,
$H_w = 2{,}40$ t,
$H_t = 1{,}30$ t,
$M_1 = 47{,}00$ tm
$M_{1w} = 6{,}10$ tm.
$V_w = 1{,}32$ t

Es ist

$M = \mathfrak{M} - Hy - Vx - M_1.$

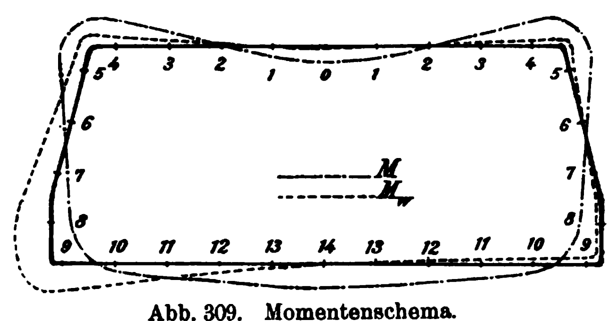


Abb. 309. Momentenschema.

Die Werte für M sind in einer Tabelle zusammenzufassen (vergl. Abb. 309):

	M	M_w	M_t	Summe
0	— 1 441 000	— 98 600	± 281 160	— 1 820 860
4	+ 1 654 000	+ 456 800	—	+ 2 392 000
obere Ecke	+ 2 505 000	+ 859 000	—	+ 3 645 000

usw.

Danach sind die Querschnitte zu bemessen.

Mansarddächer ohne Zuggurt.

Unterrichtsgebäude mit Turnhalle im Mädchenpensionat Kox zu Dresden.[1]) Von Interesse ist bei diesem Gebäude der freie und hohe Turnhallenraum, der trotz einer bogenförmigen Überdeckung zugbandfrei ist. Da die Dachdeckung unmittelbar auf der Dachhaut befestigt ist, entfiel jeder unbenutzte Dachraum für die Halle. Es mußte aber dabei auf die reine Eisenbetonausbildung der rahmenartigen Binder verzichtet werden und wurden deren Stützenteile aus Eisen hergestellt, wodurch diese einen möglichst geringen Querschnitt erhielten. Zum Zwecke der Feuersicherheit wurden diese Eisensäulen einbetoniert. Die Aufnahme des Seitenschubes erfolgt durch Zugstangen, die derart an die Eisenstützen angeschlossen sind, daß sie unterhalb der den Fußboden bildenden Eisenbetondeckenplatte und zu beiden Seiten der Fußbodenunterzüge zu liegen kommen. Dadurch sind diese vollkommen sichtbar, und kann die Spannung in den Zugstangen durch die gleichfalls freiliegenden Spannschlösser geprüft werden (Abb. 310 und 311). Die Breite aller Binderteile beträgt 52 cm; der Rechteckquerschnitt des Bogens ist 52/40 cm, der der einbetonierten Säulen 52/56 cm (2 ⊏-Eisen einbetoniert). Die Doppelzugstangen haben Kreisquerschnitt von 45 mm Stärke; der untere Verstrebungsbalken, der auf reinen Druck und Knickung dimensioniert wurde, einen Querschnitt von 22/48 cm mit 4 R.-E. 16 mm Bewehrung. Die Eiseneinlagen des Bogens bestehen aus je 5 oben und unten eingebetteten Rundeisenstäben von 18 mm; sie sind durch Bügel in 200 mm Entfernung verbunden, welcher Abstand am Kämpfer bis auf 50 mm vermindert wurde, um deren Aufnahmefähigkeit für die gegen den Kämpfer wachsenden Schubkräfte zu vermehren. Die Verankerung der Zugstangen mit den Eisenstützen geschah durch Schraubenbolzen; von einer Verbindung der Rundeisen der Bogen mit den eisernen Säulen wurde Abstand genommen, der Zusammenhang ist

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft XII. S. 290 u. f

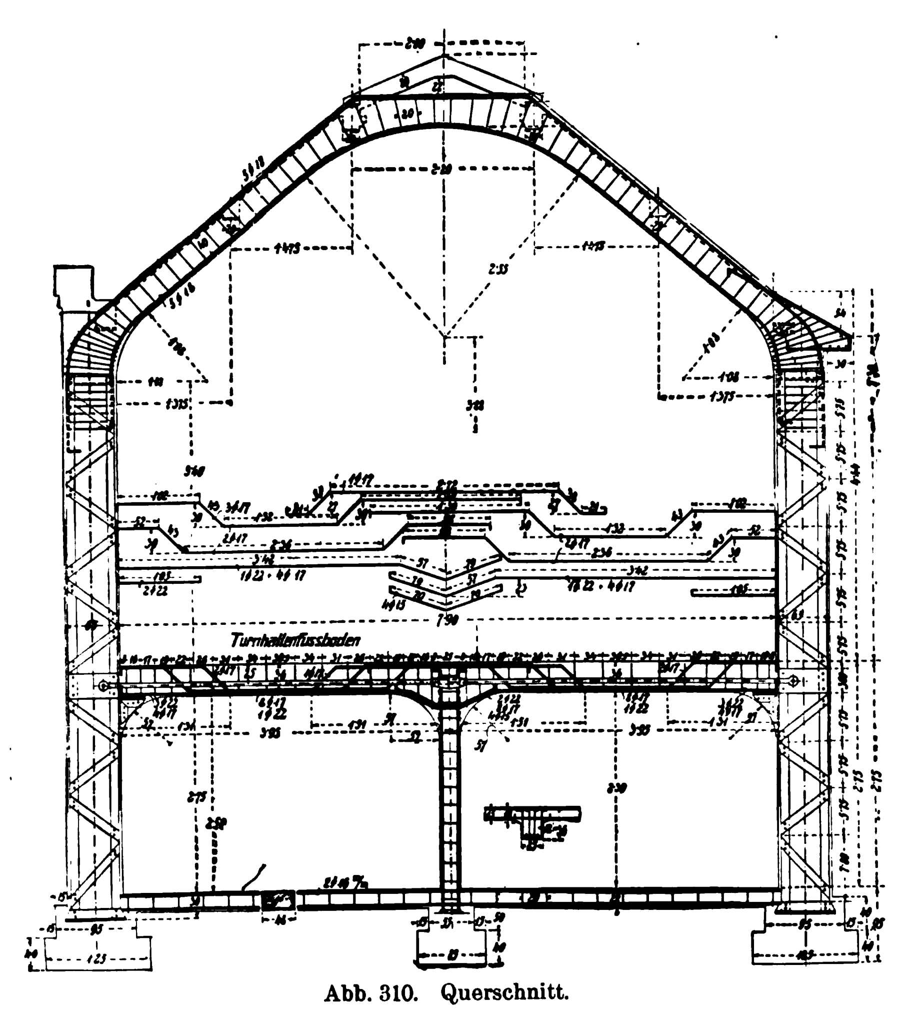


Abb. 310. Querschnitt.

also nur durch den umschließenden Beton bewerkstelligt, wodurch einer festen Einspannung begegnet ist. Der bogenförmige Teil des Rahmens wurde deshalb auch als Zweigelenkbogen berechnet und der lotrechte Teil als biegungsfeste Stütze behandelt. Auf den bogenförmigen Bindern liegen 3 Rippen auf jeder Dachhälfte. Darüber spannt sich eine 8 cm starke Dachplatte, bewehrt durch 8 R.-E. 7 mm in der Zugzone, wovon 4 R.-E. über den Rippen in die Druckzone abgebogen sind. Darauf ruht die Ziegeldecke des Daches. Im First des Daches ist ein Glasoberlicht eingebaut.



Abb. 311. Inneres der Turnhalle.

Eine höchst eigenartige Konstruktion überspannt den Hörsaal der Provinzial-Hebammenlehranstalt in Köln; er ist mit einem Binderdach überdeckt, das außer Wind- und Schneelast ein darauf ruhendes hölzernes Mansarddach sowie eine angehängte Holzbalkendecke zu tragen hat. Die 3 trapezförmigen Binder liegen in Abständen von 2,85 bezw.

3,26 m von den Außenmauern und stützen sich gegen einen steifen, im wagerechten Sinne biegungsfesten Rahmen, der auf den Umfassungswänden des Hörsaals von 8,07 × 12,23 m Grundfläche aufliegt. Diese Anordnung erwies sich mit Rücksicht auf die Unzulässigkeit von Zugbalken im überdeckten Raum als notwendig. Die Seitenschübe werden somit durch den Biegungswiderstand der Längsbalken des Rahmenkastens auf die Querbalken übertragen, die als die Zugorgane der Bogenkonstruktion wirken (Abb. 312 und 313). Die Idee,[1]) die Seitenschübe durch geeignete Konstruktionen in die Giebel zu leiten und dort, für das Auge unsichtbar, durch Zuggurte aufzunehmen, ist hier zum ersten Male völlig verwirklicht. Die Möglichkeit war durch die relativ geringe Saallänge von 12,23 m gegeben. Die Berechnung der Binder erfolgte unter der Annahme völliger Einspannung der Kämpfer in den steifen Rahmenkasten nach der Elastizitätstheorie. Wärmeschwankungen sind wegen des aufruhenden Holzdaches außer Berücksichtigung geblieben. Der Binderquerschnitt beträgt 45 × 30 cm, seine Eiseneinlage ist aus der Abb. 312 ersichtlich. Die Decke schließt mit Verstärkungen an die Binder an und ist 10,5 cm bezw. 8,5 cm stark. Die den Schub aufnehmenden Rahmenbalken der Längswände haben 42 × 93 cm, die Zugglieder der Querwände 25 × 70 cm Querschnitt.[2])

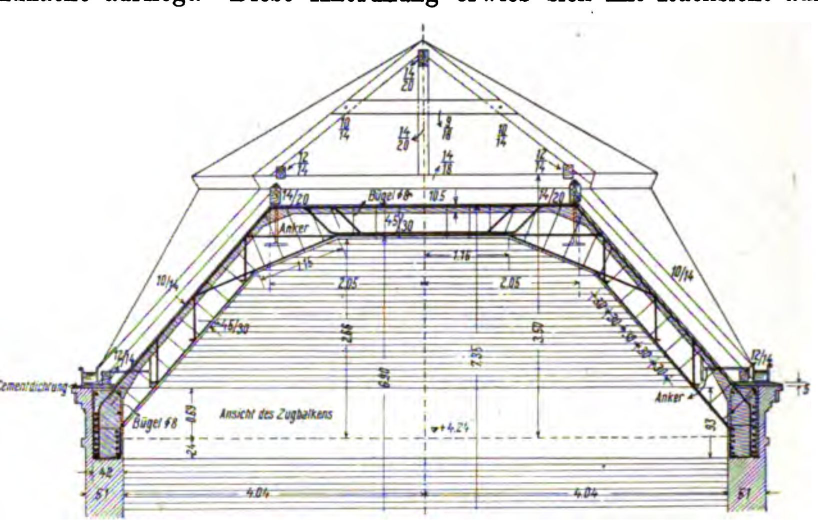


Abb. 312. Querschnitt des Trapezdaches.

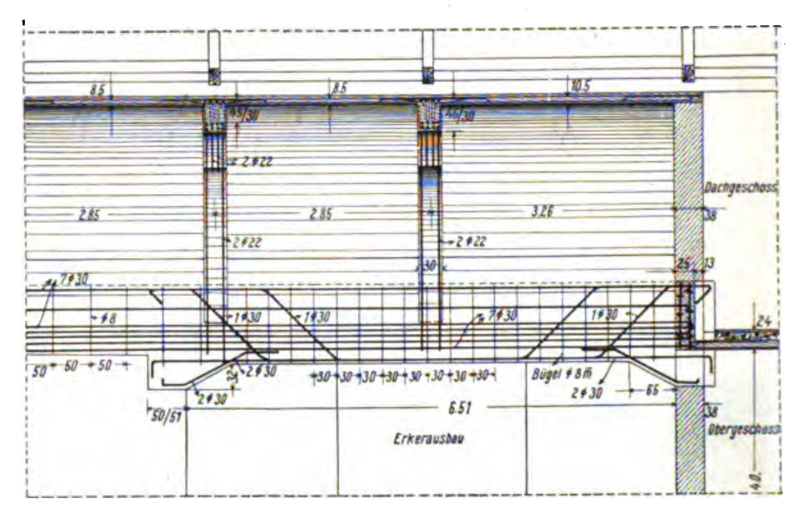


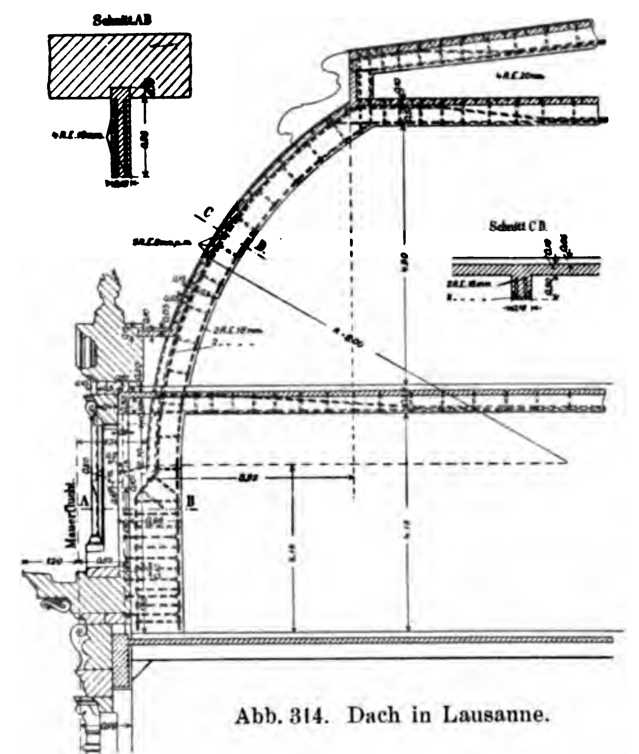
Abb. 313. Längenschnitt.

2. Mehrgeschossige Mansardbogendächer.

Bei bedeutender Dachhöhe können zur Ausnutzung der Dachräume Zwischendecken eingebaut werden, wodurch mehrere vollkommen ausnutzbare Geschosse gewonnen

[1]) Saliger, Der Eisenbeton, 1908, S. 188 u. 189.

[2]) Beton u. Eisen 1908, Heft X, S. 245 u. f.


Abb. 314. Dach in Lausanne.

werden. Ein Beispiel dieser Bauart bietet das Palais der waadtländischen Kantonalbank in Lausanne.[1]) Das an der Ostfront 24 m breite und nach Westen schmäler werdende Gebäude ist, um für die im Dachraum untergebrachten Archive der Bank eine feuersichere Lagerung zu ermöglichen, mit einer eigenartigen Konstruktion überdeckt, die aus der Abb. 314 ersichtlich ist; die kuppelförmig gebogenen Außen-

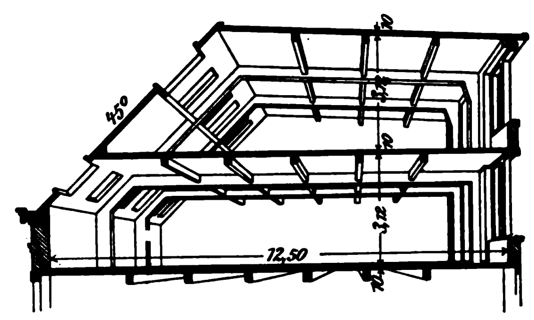


Abb. 315. Dach der Spinnerei Dietschy u. Cie.

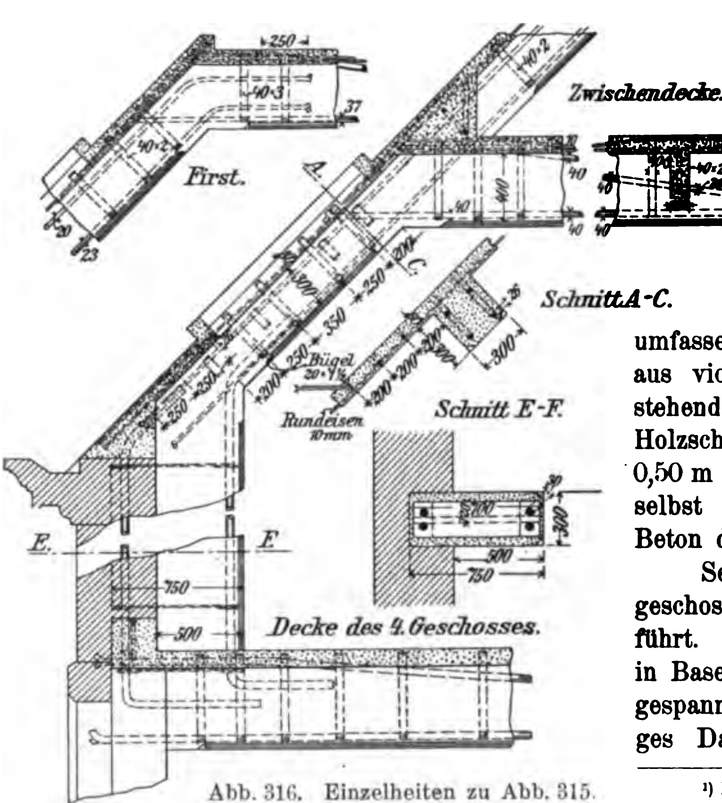


Abb. 316. Einzelheiten zu Abb. 315.

flächen dienen gleichzeitig als Stützpunkte für die Zwischendecken der 4,15 bezw. 4,90 m hohen Geschosse. Die gebogenen Rippen von 0,5 · 0,18 m Querschnitt sind mit 4 R.-E. 18 mm verstärkt und mit zahlreichen diese umfassenden Bügeln versehen. Die aus violettem belgischen Schiefer bestehende Dachdeckung liegt auf einer Holzschalung, die in Abständen von 0,50 m auf Latten genagelt ist, welche selbst wieder mittels Eisennägel im Beton der Dachhaut verankert sind.

Sehr häufig hat Hennebique mehrgeschossige Mansardendächer ausgeführt. Die Spinnerei Dietschy u. Cie. in Basel[2]) besitzt ein 12,50 m weitgespanntes, stützenfreies zweigeschossiges Dach (Abb. 315 und 316). Die

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft III.
[2]) Christophe, Der Eisenbeton 1905, S. 146.

Binder sind auf Deckenträger, Dachträger und Säulen beschränkt, die als Zweigelenkbogen zu betrachten sind, in welche die Zwischendecke eingehängt ist. In den Einzelheiten (Abb. 316) sind die Verankerung der Geschoßdecken sowie die im Mauerwerk eingelassene Dachstuhlsäule ersichtlich.

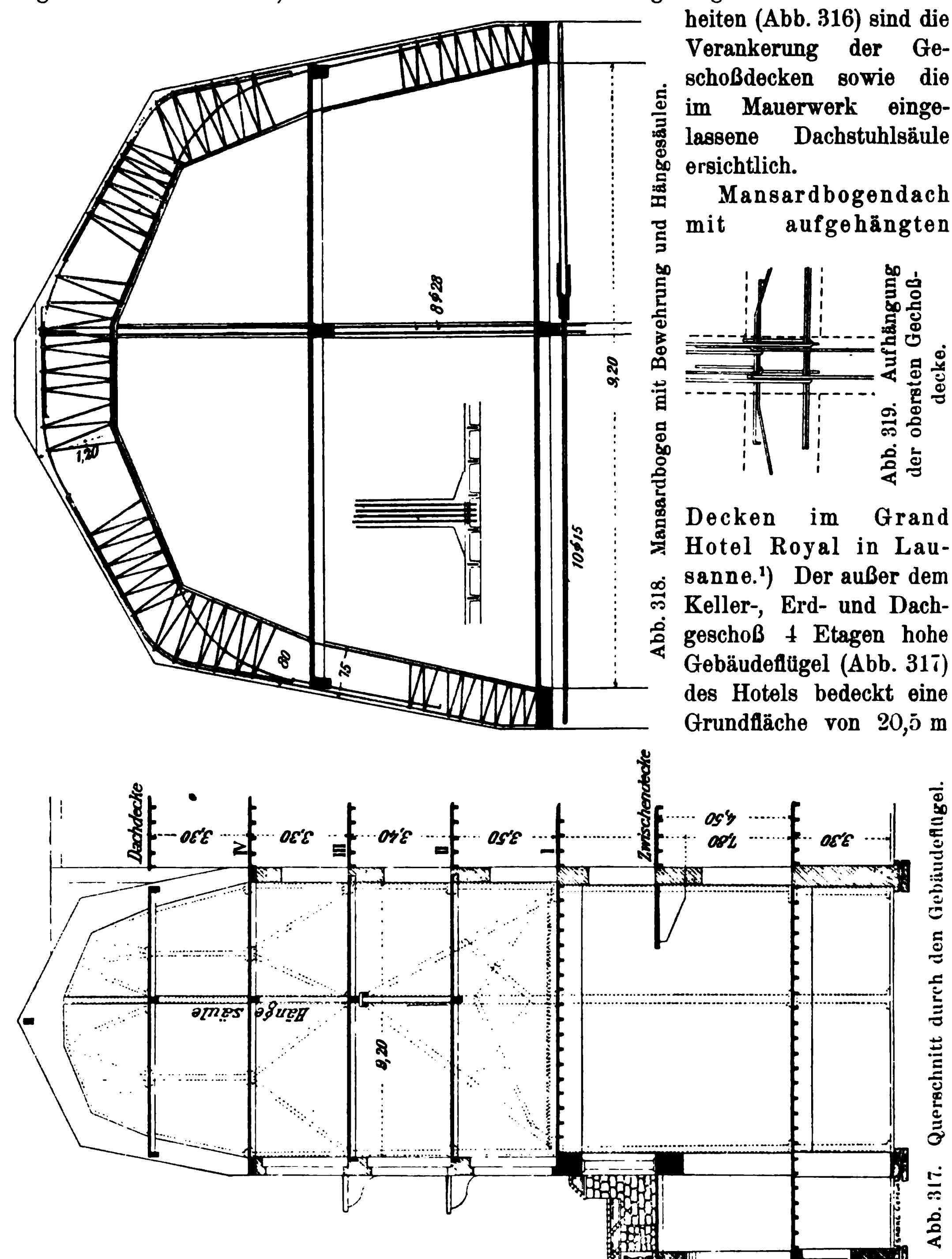


Abb. 318. Mansardbogen mit Bewehrung und Hängesäulen.

Abb. 319. Aufhängung der obersten Geschoßdecke.

Abb. 317. Querschnitt durch den Gebäudeflügel.

Mansardbogendach mit aufgehängten Decken im Grand Hotel Royal in Lausanne.[1]) Der außer dem Keller-, Erd- und Dachgeschoß 4 Etagen hohe Gebäudeflügel (Abb. 317) des Hotels bedeckt eine Grundfläche von 20,5 m Länge und 10,4 m Breite und enthält im Erdgeschoß einen Speisesaal von 9,2 m Lichtweite. Da dessen Überdeckung ohne Stützen erfolgen sollte und die oberen Geschoß-

[1]) Bulletin technique de la Suisse romande 1908, 10. November.

decken abgestützt werden mußten, ergaben sich für die Unterzüge so große Höhen, daß sie ohne Änderung der Gesamtanordnung nicht Platz finden konnten. Man entschloß sich daher, sämtliche Decken mittels Hängesäulen am Dach aufzuhängen. Zu diesem Zweck ist der Dachraum mit 4 Mansardbogenbindern überdeckt, die in Entfernungen von 3,20 bis 4,50 m liegen und für die angehängten Lasten von 4 Geschoßdecken konstruiert sind. Jede der Decken ist mit 500 kg/m², das Eigengewicht inbegriffen, belastet, so daß sich eine Last von 2000 kg/m² ergibt. Bei einer Belastungsfläche von 20 m² für eine Hängesäule entsteht im 4. Geschoß eine Zugkraft von 40 t, die durch 8 Eisenstäbe von 28 mm Durchmesser aufgenommen ist. Die 4 Bogenbinder über 9,2 m Lichtweite haben 7,8 m Höhe und sind, den Lasten entsprechend, außerordentlich kräftig dimensioniert. Ihre Form ist polygonal, die Stärken nehmen von dem Kämpfer mit 0,65 m zum Scheitel auf 1,20 m zu. Die aus Rundeisen bestehende Bewehrung liegt an den beiden Seiten des Querschnitts und ist durch enge kontinuierliche Diagonalbügel (System Brazzola) verbunden. Der Seitenschub von 18 t wird durch 10 R.-E. von 15 mm Dicke übertragen, die in der Decke des 4. Stockwerks eingebettet sind. Die Gesamtanordnung sowie die Konstruktion der Binder und der Deckenaufhängung sind aus den Abb. 318 und 319 ersichtlich.



Abb. 320. Dachgeschoß der Tabakfabrik in Bologna mit Hängesäulen.

Die in der Abb. 320 dargestellte Dachkonstruktion der Tabakfabrik in Bologna bedient sich ebenfalls einer Reihe von Hängesäulen, an denen die darunterliegende Decke aufgehängt ist.

Anhang.

Verzeichnis von Bogendächern, die an anderen Stellen des Handbuches beschrieben sind.

IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 207: Glattes Bogendach mit freiliegendem Zuganker.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 208: Dachkonstruktion der Rothenburger Holzstoff- und Papierfabrik. (Glattes Bogendach.) 20 m Spannweite.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 209: Bogendach von 20 m Spannweite. (Monierdach.)
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 209: Aufbereitungsanlage der Zellstoffabrik Waldhof.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 219 u. f.: Gießereigebäude der Siemens u. Halske A.-G., Nonnendamm bei Berlin.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 245: Lagergebäude der Fabrikanlage Gebr. Schöndorff, Düsseldorf.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 260: Kammgarnwerk Eupen. (Glattes Bogendach.) 13 m Spannweite.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 327: Hanfmagazin der Firma J. Schwerin u. Söhne, Grätschen bei Breslau. (Geripptes Bogendach)

IV. Rahmenbauten.

Unter dieser Zusammenfassung sollen jene in der Regel eingeschossigen Tragwerke zur Darstellung gelangen, deren wagerechte, gebrochene oder gekrümmte Oberkonstruktion (Querbalken, Riegel) mit den Säulen (Pfosten, Stielen) eine statische Einheit bilden und als steife Rahmen bezeichnet werden. Die Säulen wirken demnach bei der Übertragung lotrechter Belastungen mit und entlasten dadurch die Querbalken; sie werden außer den Auflagerdrücken als Achsialkräfte durch Biegungsmomente beansprucht und erhalten deshalb größere Querschnittsabmessungen, als bei freier Auflagerung erforderlich wäre. Da in den Rahmenecken die größten negativen Momente entstehen, bedürfen diese Stellen in der Regel einer besonderen Verstärkung durch Abschrägen oder Ausrunden. Die wesentlichen Bestandteile der Rahmendächer sind also der die Dachhaut und allfällige Dachlängsträger (Pfetten) aufnehmende Querbalken und die damit starr verbundenen Stützen. Da hierbei stets ein Seitenschub entsteht, ebenso wie dies bei den im Abschnitt III beschriebenen Bogendächern der Fall ist, muß die Fundierung den wagerechten Seitenkräften entsprechend ausgebildet werden, was bei der geringen Größe dieser Kräfte in der Regel leicht möglich ist. Sind die Auflager jedoch nicht genügend widerstandsfähig, so wird die Einfügung eines besonderen Zugorgans erforderlich, das unterhalb der benutzten Bodenfläche liegen kann.

In den meisten Fällen gelangen zweistielige Rahmen zur Verwendung; es kommen jedoch auch häufig mehrstielige Tragwerke — zwei und mehrschiffige Rahmen — vor, denen anderseits die einstieligen Dächer gegenüberstehen. Diese vornehmlich zur Bedachung von Bahnsteigen dienenden Konstruktionen haben bereits an anderer Stelle des Handbuchs gebührende Würdigung gefunden (III. Band, 3. Teil, S. 663 u. f.).

Je nach der Auflagerung sind Rahmen mit Fußgelenken — ähnlich den Zweigelenkbogen —, Doppel- und Mehrfachrahmen mit mittleren Pendelsäulen und eingespannte Rahmen — den gelenklosen Bogen entsprechend — zu unterscheiden. Die letztere Ausführung ist bei kleinen und mittelgroßen Rahmen die Regel; trotzdem erfolgt ihre Berechnung sehr oft unter der Annahme von Gelenken. Um aber diese theoretische Voraussetzung mit den tatsächlichen Verhältnissen wenigstens in annähernde Übereinstimmung zu bringen, ist es erforderlich, die Gelenkwirkung durch Zusammenführung der Eiseneinlagen in einen Punkt oder in eine Linie, also durch absichtliche Schaffung weniger widerstandsfähiger Querschnitte zu erzielen. So geschaffene Gelenkpunkte gewährleisten bei den genannten Objekten in der Regel eine hinreichende Sicherheit für das Zusammentreffen der rechnerischen Grundlage mit dem Zustande des Bauwerks. Bei größeren Spannweiten und Belastungen erscheint diese Methode nicht mehr angängig, und es sind dort, wo Gelenke mit starker Beanspruchung vorausgesetzt wurden, genügend sicher wirkende Konstruktionen, wie Walzgelenke aus Stein oder Beton, Kipplager aus Gußeisen oder Stahl u. dergl. einzubauen.

Über das Zusammenwirken der Dachplatte mit dem Rahmen gilt das bei den Balken- und Rippenbogendächern Erwähnte. Bei größeren Rahmenkonstruktionen mit schweren Balken und wo behufs Erhellung die Dachplatten durchbrochen sind, ist deren Mitwirkung naturgemäß gering; daher werden in den meisten Fällen nur rechteckige Tragquerschnitte in Betracht kommen. An den Stellen mit negativen Momenten scheidet die Dachplatte auch aus statischen Gründen aus. Diese Überlegung ist insbesondere für die Bewertung der Trägheitsmomente von Belang.

α) Die Berechnung der Rahmen.

1. Zweistieliger Rahmen mit drei Gelenken.

a) Lotrechte Lasten.

Bezeichnen wir das Biegungsmoment des bei C und D frei gelagerten Balkens unter der Einwirkung der Lasten mit $\mathfrak{M}$ an beliebiger Stelle und den Seitenschub des Rahmens mit H, so gilt für das Scheitelgelenk S (Abb. 321)

$$\mathfrak{M}_S - H(s+f) = 0,$$

woraus

$$H = \frac{\mathfrak{M}_S}{s+f} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1)$$

Das Moment in einem Punkte (xy) des Querbalkens beträgt

$$M = \mathfrak{M} - H(s+y),$$

jenes in den Säulen

$$M = -H \cdot x.$$

Wirken Einzellasten P in den Abständen a und b von A bezw. B, so wird

$$H = \frac{w' \cdot \sum_0^{w} Pa + w \cdot \sum_0^{w'} Pb}{l\,(s+f)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

Bei $w = w' = \frac{l}{2}$ ist $\quad H = \frac{\sum_0^{\frac{l}{2}} Pa + \sum_0^{\frac{l}{2}} Pb}{2\,(s+f)}$.

Eine über w gleichmäßig verteilte Belastung p erzeugt einen Seitenschub

$$H = \frac{p l^2}{8\,(f+s)} \cdot \frac{w}{l} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

der für $w = w' = \frac{l}{2}$ den Wert

$$H = \frac{p l^2}{16\,(f+s)}$$

annnimmt.

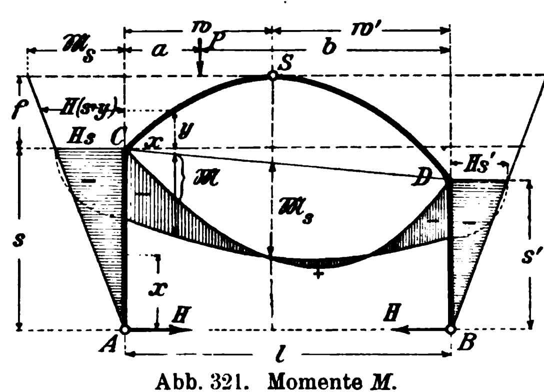


Abb. 321. Momente M.

Abb. 322 u. 323. Momente M_W.

b) Wagerechte Winddrücke.

Ist die aus $W_1, W_2, W_3, \ldots$ resultierende Windkraft W, deren Abstände vom Fußgelenk A mit $c_1, c_2, c_3, \ldots$ bezw. c bezeichnet seien, so sind die Auflagerdrücke $A = B = \frac{Wc}{l}$ (Abb. 322 u. 323).

Der Seitenschub H_B ergibt sich aus der Momentengleichung für S:

$$0 = Bw' - H_B(s + f),$$

woraus mit $d = s - c$

$$\left.\begin{aligned} H_B &= \frac{Ww'c}{l(f+s)} \\ H_A &= W - H_B = \frac{W\left(d+f+\frac{cw}{l}\right)}{f+s} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (4)$$

Auf der belasteten Seite ist das Moment der Säule

$$M_W = H_A \cdot x - \sum_0^x W_1 (x - c_1)$$
$$= W\frac{d+f}{f+s}x - \sum_0^x W_1 (x - c_1) + \frac{Wwc}{l(f+s)}x.$$

Das Moment im Riegelteil CS auf der Windseite beträgt

$$M_W = H_A \cdot (s + y) - Ax - \sum_0^{s+y} W_1 (s + y - c_1)$$
$$= W\frac{d+f}{f+s}(s+y) - \sum_0^{s+y} W_1 (s + y - c_1) + \frac{Wwc}{l(f+s)}(s+y) - \frac{Wc}{l}x.$$

Bezeichnet man das Moment der wagerechten Kräfte in einem frei und lotrecht gelagerten Balken AS mit $\mathfrak{M}$, so wird aus den vorstehenden Beziehungen das Moment auf der Windseite

$$M_W = \mathfrak{M} + \frac{Wc}{l}x', \quad \ldots\ldots \quad (5)$$

unter x' die wagerechten Abszissen des Stabzuges hinsichtlich einer Achse AS verstanden.

In gleicher Weise berechnet sich das Moment auf der Leeseite

$$M_W' = -\frac{Wc}{l}x'' \quad \ldots\ldots \quad (6)$$

2. Zweistieliger Rahmen mit Fußgelenken.

Die Arbeitsgleichung für den Zustand $X = 1$, unter X den Seitenschub verstanden, lautet

$$L' = \int \frac{MM'}{EJ}ds + \int \frac{NN'}{EJ}ds + \int \varepsilon \cdot \Delta t \frac{M'}{h}ds + \int \varepsilon t N' ds.$$

a) Untersuchung für lotrechte Lasten und Temperaturen.

Weichen die Auflager um Δl aus und ziehen wir außer den Temperaturen eine lotrechte Belastung in Betracht, welche über dem Balken CD die Momente $\mathfrak{M}$ erzeugt, so sind die Integrale für die Stiele AC und BD sowie für den Riegel CD in folgender Weise zu ermitteln (s. Abb. 324):

$$L' = -1 \cdot \Delta l.$$

Für den Stiel AC

$$M = -Xx; \quad N = -A$$
$$M' = -x; \quad N' = 0$$

$$\int_0^s \frac{MM'}{EJ_s}dx = X \cdot \frac{s^3}{3EJ_s}$$

$$\int_0^s \frac{NN'}{EF_s}dx = 0$$

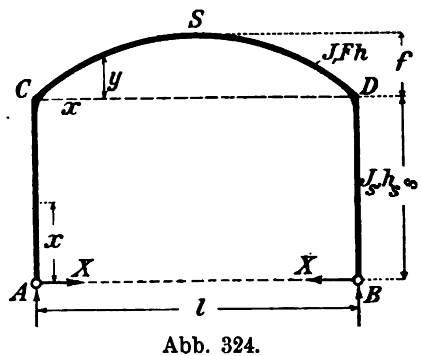


Abb. 324.

$$\int_0^s \varepsilon \Delta t \frac{M'}{h_s}\,dx = -\frac{\varepsilon\cdot\Delta t\cdot s^2}{2h_s}$$

$$\int_0^s \varepsilon t N'\,dx = 0.$$

Für den **Stiel** BD gelten die gleichen Werte.

Für den **Riegel** CD unter der Annahme E und J konstant und $ds = dx$

$$M = \mathfrak{M} - X(s+y);\quad N = -X$$
$$M' = -(s+y);\qquad N' = -1$$

$$\int_0^l \frac{MM'}{EJ}\,dx = -\frac{1}{EJ}\int_0^l [\mathfrak{M} - X\cdot(s+y)]\cdot(s+y)\,dx$$

$$= -\frac{s}{EJ}\cdot\int_0^l \mathfrak{M}\,dx - \frac{1}{EJ}\int_0^l \mathfrak{M} y\,dx + X\cdot\frac{s^2 l}{EJ} + X\cdot\frac{2s\mathfrak{F}}{EJ} + X\cdot\frac{2\mathfrak{S}}{EJ},$$

wenn die Fläche CSD mit $\mathfrak{F}$ und deren statisches Moment in bezug auf CD mit $\mathfrak{S}$ bezeichnet wird.

$$\int_0^l \frac{NN'}{EF}\,dx = X\cdot\frac{l}{EF}$$

$$\int_0^l \varepsilon\cdot\Delta t\frac{M'}{h}\,dx = -\frac{\varepsilon\cdot\Delta t\cdot sl}{h} - \frac{\varepsilon\cdot\Delta t\cdot\mathfrak{F}}{h}$$

$$\int_0^l \varepsilon t N'\,ds = -\varepsilon t l.$$

Es gilt somit die allgemeine Beziehung

$$-\Delta l = X\cdot\left[\frac{2s^3}{3EJ_s} + \frac{s^2 l}{EJ} + \frac{2s\mathfrak{F}}{EJ} + \frac{2\mathfrak{S}}{EJ} + \frac{l}{EF}\right]$$
$$-\varepsilon\cdot\Delta t\left[\frac{s^2}{h_s} + \frac{sl}{h} + \frac{\mathfrak{F}}{h}\right] - \varepsilon t\cdot l - \frac{s}{EJ}\int_0^l \mathfrak{M}\,dx - \frac{1}{EJ}\int_0^l \mathfrak{M} y\,dx,$$

woraus

$$X = \frac{\int \mathfrak{M}\,dx + \frac{1}{s}\cdot\int \mathfrak{M} y\,dx + \varepsilon EJ\frac{l}{s}\cdot t + \varepsilon EJ\left(s\frac{h}{h_s} + l + \frac{\mathfrak{F}}{s}\right)\cdot\frac{\Delta t}{h} - \frac{EJ}{s}\cdot\Delta l}{ls\left(1 + \frac{2}{3}\frac{J}{J_s}\frac{s}{l} + \frac{J}{s^2F}\right) + 2\left(\mathfrak{F} + \frac{\mathfrak{S}}{s}\right)} \qquad (1)$$

In diesem Ausdruck bedeutet $\int \mathfrak{M}\,dx$ den Inhalt der einem frei aufliegenden Balken CD entsprechenden Momentenfläche und $\int \mathfrak{M} y\,dx$ das statische Moment der auf der Linie CSD gedachten Momentenfläche in bezug auf CD.

Beim **steifen Rahmen mit geradem Querbalken** CD (Abb. 325 bis 328) sind die Ausdrücke $\int \mathfrak{M} y\,dx$, $\mathfrak{F}$ und $\mathfrak{S} = 0$.

Für eine halbseitige Last p und die Einzellasten P (Abb. 326 u. 327) beträgt

$$\int_0^l \mathfrak{M}\,dx = \frac{p l^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \Sigma P a b$$

und der daraus entstehende Seitenschub

$$X = \frac{\frac{p l^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \Sigma P a b}{l s \left(1 + \frac{2}{3} \frac{J}{J_s} \frac{s}{l} + \frac{J}{s^2 F}\right)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

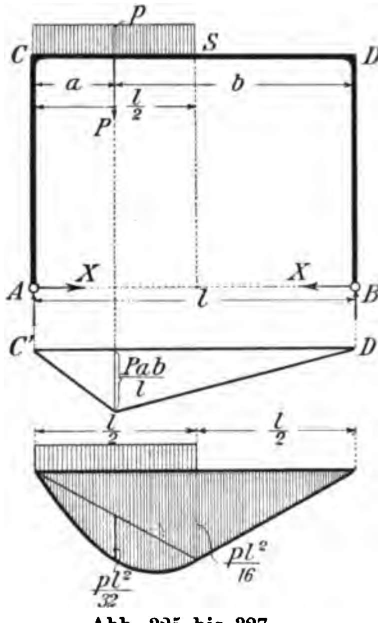


Abb. 325 bis 327.

Mit

$$\frac{J}{J_s} \frac{s}{l} = k$$

und

$$\frac{J}{s^2 F} = \frac{i^2}{s^2} = m$$

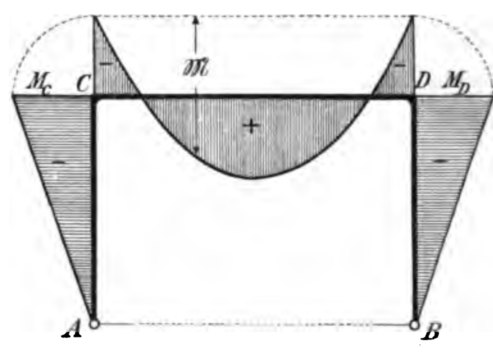


Abb. 328. Momente M.

ist

$$X = \frac{\frac{p l^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \Sigma P a b}{l s \left(1 + \frac{2}{3} k + m\right)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (2a)$$

Setzt man

$$1 + \frac{2}{3} k + m = \frac{1}{\lambda},$$

so ist bei einer über den ganzen Träger reichenden gleichmäßig verteilten Belastung g (auf die Längeneinheit)

$$X = \lambda \frac{g l^2}{12 s} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

Hieraus entsteht in den Ecken C und D ein Moment

$$M_C = M_D = -X s = -\lambda \frac{g l^2}{12}.$$

Das größte Moment in Balkenmitte beträgt

$$M_S = -\lambda \frac{g l^2}{12} + \frac{g l^2}{8} = \frac{g l^2}{8}\left(1 - \frac{2}{3} \lambda\right).$$

Die Momentenverteilung bei beliebiger Belastung ist aus der Abb. 328 zu ersehen.

Eine gleichmäßige Erhöhung der **Temperatur** des ganzen Rahmens oder des Balkens CD um $t^0\,C$ hat einen Seitenschub von

$$X_t = \lambda \cdot \frac{\varepsilon E J}{s^2} \cdot t$$

zur Folge.

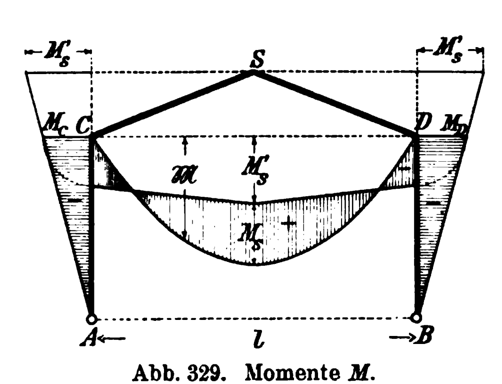


Abb. 329. Momente M.

Für den steifen Rahmen mit gebrochenem Balken CD (Abb. 329) gelten, wenn $\mathfrak{F}$ die Höhe des Dreieckes CSD ist, die Beziehungen

$$\int \mathfrak{M} y\, dx = \frac{2f}{l} \cdot \int \mathfrak{M} x\, dx$$

$$\mathfrak{F} = \frac{lf}{2}$$

$$\mathfrak{S} = \frac{lf^2}{6}.$$

Aus der Belastung ergibt sich somit

$$X = \frac{\int \mathfrak{M}\, dx + \frac{2f}{ls} \cdot \int \mathfrak{M} x\, dx}{ls\left(1 + \frac{2}{3}\frac{J}{J_s}\frac{s}{l} + \frac{J}{s^2 F} + \frac{f}{s} + \frac{f^2}{3s^2}\right)} \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

Bei gleichmäßiger **halbseitiger Last** p ist

$$\int \mathfrak{M}\, dx = \frac{p l^3}{24}$$

$$\int \mathfrak{M} x\, dx = \frac{5}{384} p l^4$$

und mit Einsetzung von

$$\frac{J}{J_s}\frac{s}{l} = k, \quad \frac{J}{s^2 F} = m, \quad \frac{f}{s} = \varphi$$

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\frac{p l^2}{24}\left(1 + \frac{5}{8}\varphi\right)}{s\left(1 + \frac{2}{3}k + m + \varphi + \frac{\varphi^2}{3}\right)} \\ &= \lambda_1 \cdot \frac{p l^2}{24 s} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (5)$$

Bei **ganzseitiger Belastung** g wird

$$X = \lambda_1 \cdot \frac{g l^2}{12 s}.$$

Die Momente sind

$$M_C = M_D = -Xs = -\lambda_1 \frac{g l^2}{12}$$

$$M_S = -X(s+f) + \frac{g l^2}{8} = \frac{g l^2}{8} \cdot \left[1 - \frac{2}{3}\lambda_1 \cdot \frac{s+f}{s}\right].$$

Die Belastung durch **Einzellasten** P in den Abständen a und b von A bezw. B erzeugt

$$\int \mathfrak{M}\, dx = \frac{1}{2} \Sigma\, P a b$$

$$\int \mathfrak{M} x\, dx = \frac{1}{24} \cdot \Sigma\, P a (3 l^2 - 4 a^2)$$

und damit

$$X = \frac{6 \Sigma\, P a b + \frac{\varphi}{l} \Sigma\, P a (3 l^2 - 4 a^2)}{12\, l s \left(1 + \frac{2}{3} k + m + \varphi + \frac{\varphi^2}{3}\right)} \quad \ldots\ldots (6)$$

Der **steife Rahmen mit parabolischem Balken** (**Bogenrahmen**, Abb. 330) nach der Gleichung

$$y = \frac{4 f}{l^2} (l x - x^2)$$

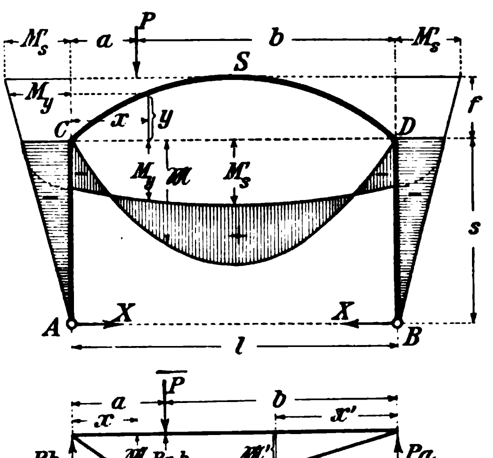
besitzt die Werte

$$\mathfrak{F} = \frac{2}{3} l f \text{ und } \mathfrak{S} = \frac{2}{3} l f \cdot \frac{2}{5} f = \frac{4}{15} l f^2.$$

Bei **halbseitiger** Last p entstehen

$$\int_0^l \mathfrak{M}\, d x = \frac{p l^3}{24}$$

$$\int_0^l \mathfrak{M} y\, d x = \frac{p f l^3}{30}$$



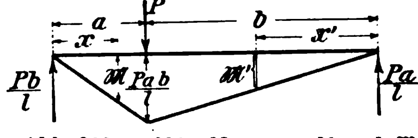


Abb. 330 u. 331. Momente M und $\mathfrak{M}$.

(vergl. flachen Zweigelenkbogen) und sonach mit den früheren Einsetzungen

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\frac{p l^2}{24}\left(1 + \frac{4}{5}\varphi\right)}{s\left(1 + \frac{2}{3} k + m + \frac{4}{3}\varphi + \frac{8}{15}\varphi^2\right)} \\ &= \lambda_2 \frac{p l^2}{24 s} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (7)$$

Für **Vollbelastung** durch g beträgt

$$X = \lambda_2 \cdot \frac{g l^2}{12 s} \quad \ldots\ldots (8)$$

Hiermit ergeben sich die Momente

$$M_C = M_D = - X s$$

$$M_S = - X (s + f) + \frac{g l^2}{8}.$$

Wirken Einzellasten P in den Abständen a und b von den Stützen, so wird (Abb. 331)

$$\int_0^l \mathfrak{M}\,dx = \frac{1}{2}\cdot\Sigma\,Pab;$$

$$\int_0^l \mathfrak{M}y\,dx = \Sigma\,\frac{4f}{l^2}\int(lx - x^2)\cdot\mathfrak{M}\,dx,$$

worin

$$\mathfrak{M} = \Sigma\,\frac{Pb}{l}\,x \quad \text{bezw.} \quad \mathfrak{M}' = \Sigma\,\frac{Pa}{l}\,x',$$

also

$$\int \mathfrak{M}y\,dx = \frac{4f}{l^2}\cdot\left[\Sigma\int_0^a \frac{Pb}{l}\,x\,(lx - x^2)\,dx + \Sigma\int_0^b \frac{Pa}{l}\,x'\,(lx' - x'^2)\,dx\right]$$

$$= \frac{f}{3l^2}\cdot\Sigma\,Pab\,(l^2 + al - a^2).$$

$$X = \frac{3\,\Sigma\,Pab + \frac{2\varphi}{l^2}\,\Sigma\,Pab\,(l^2 + al - a^2)}{6\,ls\left(1 + \frac{2}{3}\,k + m + \frac{4}{3}\,\varphi + \frac{8}{15}\,\varphi^2\right)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (9)$$

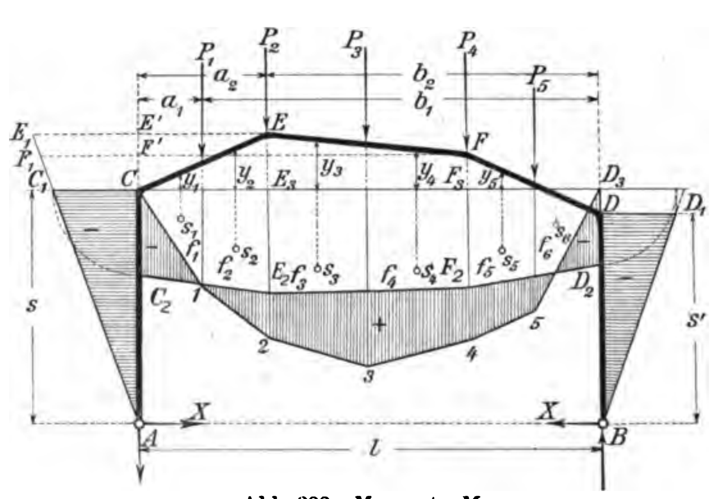


Abb. 332. Momente M.

Durch die Temperatur t entsteht

$$X_t = \lambda\cdot\frac{\varepsilon\,EJ}{s^2}\cdot t \quad (10)$$

Bei beliebig geformtem Riegel CD kann das im Abschnitt III erwähnte graphische Verfahren zur Ermittlung der Integrale benutzt werden. Danach trägt man unter einer Linie CD_3 die dem Freiträger CD entsprechende Momentenlinie $C\,1\,2\,3\,4\,5\,D_3$ (Abb. 332) auf, bestimmt die Momentenflächen f_1, f_2, f_3 . . . und die zu ihren Schwerpunkten gehörigen Ordinaten y_1, y_2, y_3 . . . Es sind dann die Ausdrücke

$$\int\mathfrak{M}\,dx = f_1 + f_2 + f_3 + \ldots$$

$$\int\mathfrak{M}y\,dx = f_1y_1 + f_2y_2 + f_3y_3 + \ldots$$

Die nach Gl. 1 aus dem Seitenschub X entstehenden Momente sind

$$M'_C = Xs = CC_1 = CC_2$$

$$M'_E = E_1E' = E_2E_3$$

$$M'_F = F_1F' = F_2F_3$$

$$M'_D = Xs' = DD_1 = D_2D_3.$$

Die wirklichen Momente M sind durch die schraffierte Fläche dargestellt und betragen $M = \mathfrak{M} - M'$. Die Auflagerdrücke sind

$$A = \frac{\Sigma Pb}{l} \quad \text{und} \quad B = \frac{\Sigma Pa}{l}.$$

b) Untersuchung für wagerechte Winddrücke.

Der steife Rahmen unter der Beanspruchung durch Seitenkräfte ist durch Weglassen des Horizontalschubes X in ein statisch bestimmtes Gebilde zu verwandeln; die nach einem bestimmten Gesetz verteilten Windkräfte, deren Resultierende W im Abstande c vom Fußgelenk A angreife, erzeugt die lotrechten Auflagerdrücke $\mathfrak{A} = \frac{Wc}{l}$ und die horizontale Reaktion W in B, wenn B als festes Auflager betrachtet wird (Abb. 333). Die Windmomente in der Säule AC berechnen sich wie für einen in S eingespannten Konsolbalken und sind durch eine Linie dargestellt. In irgend einem Punkte xy des Riegels CD entstehen die Momente

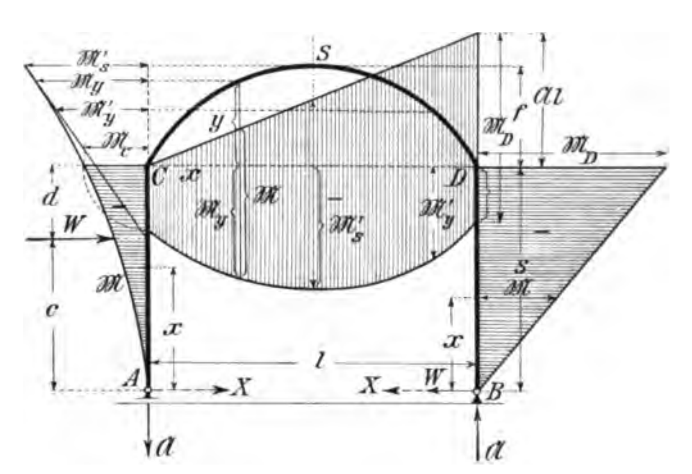


Abb. 333. Momente $\mathfrak{M}$.

$$-\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_y + \mathfrak{A}x.$$

Für den Scheitel S mit der wagerechten Abszisse w gilt

$$-\mathfrak{M}_S = \mathfrak{M}_S' + \mathfrak{A}w = W(d+f) + \frac{Wcw}{l}.$$

Ferner

$$-\mathfrak{M}_D = \mathfrak{M}_C + \mathfrak{A}l.$$

In der Abb. 333 sind die $\mathfrak{M}$-Momente für die Säulen und den Riegel eingezeichnet; sie können leicht rechnerisch oder graphisch ausgemittelt werden.

Mit Hinzufügung der Kraft X entstehen die wirklichen Momente $M_{W'}$ (Abb. 334).

Säule AC.

$$M = -Xx + \mathfrak{M}$$

$$M' = \frac{\partial M}{\partial X} = -x$$

$$\int_A^C \frac{MM'}{EJ_s}\,dx = \frac{1}{EJ_s}\int_A^C (-Xx + \mathfrak{M}) \cdot -x\,dx = \frac{Xs^3}{3EJ_s} - \frac{1}{EJ_s}\int_A^C \mathfrak{M}x\,dx.$$

Riegel CD.

$$M = -X(s+y) + \mathfrak{M}$$

$$M' = -(s+y)$$

$$\int_C^D \frac{MM'}{EJ}\,dx = \frac{1}{EJ}\int_C^D X(s+y)^2\,dx - \frac{1}{EJ}\int_C^D \mathfrak{M}(s+y)\,dx$$

$$= \frac{X}{EJ}\left(s^2 l + 2s\int y\,dx + \int y^2\,dx\right) - \frac{s}{EJ}\int_C^D \mathfrak{M}\,dx - \frac{1}{EJ}\int_C^D \mathfrak{M}\,y\,dx.$$

Säule BD.

$$M = -Xx + \mathfrak{M}$$

$$M' = -x$$

$$\int_B^D \frac{MM'}{EJ_s}\,dx = \frac{1}{EJ_s}\cdot\left(\int_B^D Xx^2\,dx - \int_B^D \mathfrak{M}x\,dx\right) = \frac{Xs^3}{3\cdot EJ_s} - \frac{1}{EJ_s}\cdot\int_B^D \mathfrak{M}x\,dx.$$

Somit ergibt sich unter Vernachlässigung des Einflusses von N

$$X_W = \frac{\int_C^D \mathfrak{M}\,dx + \frac{1}{s}\cdot\int_C^D \mathfrak{M}\,y\,dx + \frac{1}{s}\,\frac{J}{J_s}\left[\int_A^C \mathfrak{M}x\,dx + \int_B^D \mathfrak{M}x\,dx\right]}{sl\left(1+\frac{2}{3}\,\frac{s}{l}\,\frac{J}{J_s}\right) + 2\left(\mathfrak{F} + \frac{\mathfrak{S}}{s}\right)} \quad . \; . \; (11)$$

Die Verteilung der Momente M zeigt die Abb. 334.

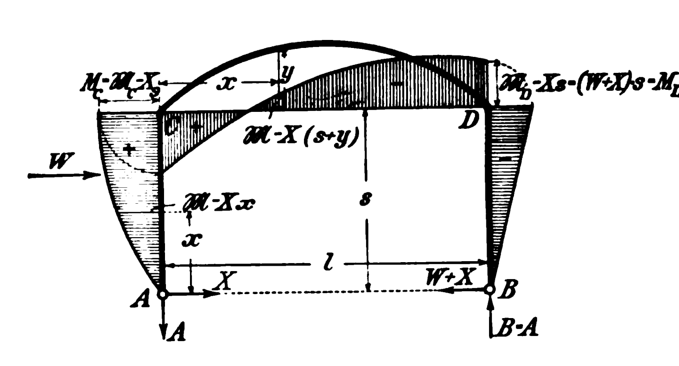


Abb. 334. Momente M_W.

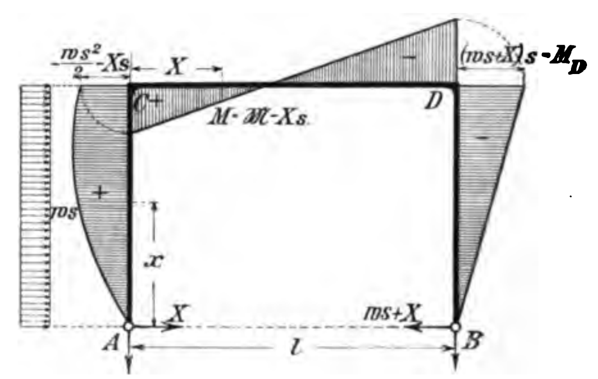


Abb. 335. Momente M_W.

Beim Rahmen mit geradem Balken CD (Abb. 335) und gleichmäßig verteilter seitlicher Windbeanspruchung ws gelten die Beziehungen

$AC.$ $\quad \mathfrak{M} = -\frac{wx^2}{2}$

$$\int \mathfrak{M}x\,dx = -\frac{ws^4}{8}$$

$BD.$ $\quad \mathfrak{M} = -ws\cdot x$

$$\int \mathfrak{M}x\,dx = -\frac{ws^4}{3}$$

$CD.$ $\quad \mathfrak{M} = -\frac{ws^2}{2} - \mathfrak{A}x = -\frac{ws^2}{2} - \frac{ws^2}{2l}\,x$

$$\int \mathfrak{M}\,dx = -\frac{ws^2 l}{2} - \frac{ws^2 l}{4} = -\frac{3}{4}\,ws^2 l.$$

Wirken wagerechte Einzellasten W_1 in den Abständen c und d von A bezw. C (vergl. Abb. 333), so wird für

$AC.$ $$\mathfrak{M} = -W_1 \cdot (x - c)$$

$$\int_{x=c}^{x=s} \mathfrak{M} x\, dx = -W_1 \frac{d^2}{6}(3s - d)$$

$BD.$ $$\mathfrak{M} = -W_1 \cdot x$$

$$\int_0^s \mathfrak{M} x\, dx = -W_1 \frac{s^3}{3}$$

$CD.$ $$\mathfrak{M} = -W_1 d - \frac{c}{l} W_1 \cdot x$$

$$\int_0^l \mathfrak{M}\, dx = -\frac{W_1 l}{2}(d + s).$$

Somit entsteht ein Seitenschub

$$X_W = \frac{6l\,[3ws^2 + 2\Sigma W_1 (d+s)] + \frac{1}{s}\frac{J}{J_s}[11ws^4 + 4\Sigma W_1 (3d^2 s - d^3 + 2s^3)]}{24ls\left(1 + \frac{2}{3}k\right)} \quad (12)$$

Aus der gleichmäßig verteilten Windbelastung w entsteht sonach

$$X_W = -\frac{3}{4} ws \cdot \frac{1 + \frac{11}{18}k}{1 + \frac{2}{3}k} = \sim -\frac{3}{4} ws \quad \ldots \quad (13)$$

Nimmt man den Näherungswert, so ergibt sich

$$M_W^C = -M_W^D = \frac{ws^2}{4} \quad . \ (14)$$

Der Momentennullpunkt des Riegels liegt ungefähr bei $\frac{x}{l} = \frac{1}{2}$ (Abb. 335).

Greift eine Seitenkraft W_1 im Punkte C an, so ist $d = 0$ und

$$\left.\begin{aligned} X_W &= -\frac{W_1}{2} \\ M_W^C = -M_W^D &= \frac{W_1 s}{2} \end{aligned}\right| \quad \ldots \ (15)$$

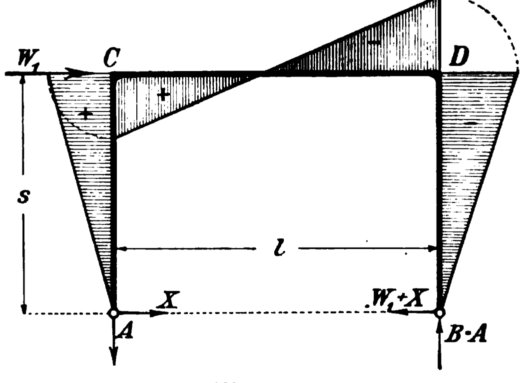


Abb. 336. Windmomente M_W.

Der Momentennullpunkt liegt ebenfalls nahe der Mitte (Abb. 336).

Hat der Rahmen beliebige Form (Bogenrahmen, Abb. 337) und wird er durch die Windkräfte W_1, W_2, W_3 usw. beansprucht, so führt die graphische Ausmittlung der Integrale am schnellsten zum Ziel. Nach Antragen der Kräfte W_1, W_2 ... auf einer Wagerechten wählt man einen Pol P_1, von dem die Polstrahlen 0 1 2 3 ... gezogen werden (Abb. 338); hierzu zeichnet man das Seileck 0 1 2 3 ..., dessen wagerechte Abstände von AC die Momente aus W in AC und CE darstellen. Die bezüglichen Momente im Riegelteil EFD ergeben sich aus den wagerechten Abständen der Schlußseiten 5 und 0, die ebenso wie die Momente in CE auf der durch C gezogenen Horizontalen nach abwärts aufgetragen sind; dadurch entsteht der Linienzug $C_1 E_1 F_1 D_1$.

Wo die Resultierende W den Stabzug schneidet, ist das Moment Null. Zu diesen Momenten ist das Moment aus A zu summieren. Zieht man die Linie B', so erhält man A und mit dem Polstrahl $P_2 5$ die dazu parallele Momentenlinie CD_2.

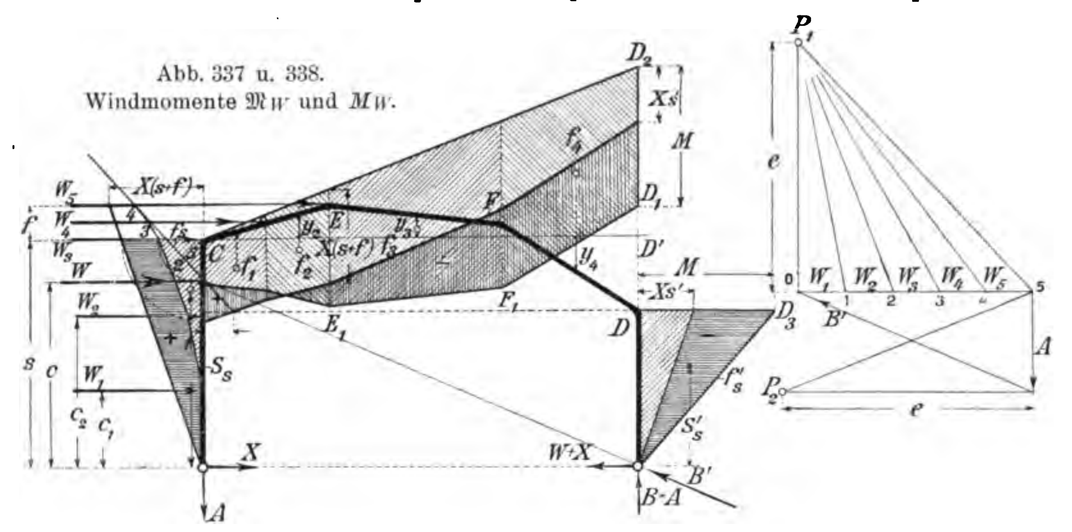


Abb. 337 u. 338. Windmomente $\mathfrak{M}_W$ und M_W.

Das Biegungsmoment in der Säule BD ist durch das Dreieck BDD_3 dargestellt worin $DD_3 = D_1 D_2$.

Es ergeben sich dann folgende Beziehungen

$$\int_C^D \mathfrak{M}\, dx = e \cdot \text{area}\, CD_2\, D_1\, F_1\, E_1\, C_1 = e(f_1 + f_2 + f_3 + f_4).$$

$\int_C^D \mathfrak{M} y\, dx$ bedeutet das auf die Wagerechte CD' bezogene statische Moment der Momentenflächen f_1, $f_2 \ldots$, wenn diese auf den Stabachsen liegend gedacht werden, also

$$\int_C^D \mathfrak{M}\, y\, dx = e \cdot (f_1 y_1 + f_2 y_2 + f_3 y_3 + f_4 y_4).$$

In gleicher Weise ist

$$\int_A^C \mathfrak{M} x\, dx = f_s \cdot s_s \quad \text{und} \quad \int_B^D \mathfrak{M} x\, dx = f_s' \cdot s_s'.$$

Es unterliegt keiner Schwierigkeit, bei sehr starker Krümmung des Riegels CD anstatt der Abszissendifferentiale dx die Stabdifferentiale ds einzuführen und danach die

$$\int \mathfrak{M}\, ds \quad \text{und} \quad \int \mathfrak{M} y\, ds$$

graphisch auszuwerten.

Der aus der Größe X sich ergebende Momentenwert beträgt z. B. in C: Xs, in D: Xs', in E: $X(s+f)$.

Die durch Summation der aus $\mathfrak{M}$ und X entstehenden wirklichen Momente sind durch die wagerecht bezw. lotrecht schraffierte Fläche gegeben.

3. Zweigelenkbogenrahmen mit Zuggurt.

Bei steifen Rahmen mit bogenförmigem Querbalken werden in der Höhe der Bogenkämpfer manchmal Zugstangen eingelegt, die entweder freiliegen oder einbetoniert sind. Im ersten Falle und mit Annäherung auch im zweiten Falle kann der Anschluß des

Zuggurts gelenkig angenommen werden. Hierdurch entsteht ein zweifach statisch unbestimmtes Tragwerk, dessen statisch unbestimmte Größen der Auflager-Seitenschub X_1 und der Bogenkämpfer-Seitenschub X_2 sind. Werden die Auflager als unverschieblich angenommen, während die Kämpferpunkte C und D (Abb. 339) entsprechend der Verlängerung der Zugstange (Querschnitt F_0, Elastizität E_0) ausweichen, so gelten die Arbeitsgleichungen

$$L' = \int \frac{MM'}{EJ} ds + \int \frac{NN'}{EF} ds = 0$$

$$L'' = \int \frac{MM''}{EJ} ds + \int \frac{NN''}{EF} ds = -\frac{X_2 l}{E_0 F_0}.$$

Abb. 339.

Für die Säulen AC und BD:

$$M = -X_1 x \qquad N = -A$$

$$M' = -x \qquad N' = 0$$

$$M'' = 0 \qquad N'' = 0$$

$$L_s' = \frac{2 X_1 s^3}{3 EJ_s} \qquad L_s'' = 0.$$

Für den Riegel CD:

$$M = \mathfrak{M} - X_1 (s + y) - X_2 y \qquad N = -(X_1 + X_2)$$

$$M' = -(s + y) \qquad N' = -1$$

$$M'' = -y \qquad N'' = -1$$

$$L_1' = -\int \frac{[\mathfrak{M} - X_1 (s + y) - X_2 y] (s + y) \, ds}{EJ} + \int \frac{(X_1 + X_2) \, ds}{EF}$$

$$L_1'' = -\int \frac{[\mathfrak{M} - X_1 (s + y) - X_2 y] \, y \cdot ds}{EJ} + \int \frac{(X_1 + X_2) \, ds}{EF} = -\frac{X_2 l}{E_0 F_0}$$

$$L' = X_1 \cdot \left[\frac{2 s^3}{3 EJ_s} + \int \frac{(s + y)^2 ds}{EJ} + \int \frac{ds}{EF}\right] + X_2 \left[\int \frac{(s + y) y \, ds}{EJ} + \int \frac{ds}{EF}\right]$$

$$-\int \frac{\mathfrak{M} (s + y) \, ds}{EJ} = 0$$

$$L'' = X_1 \cdot \left[\int \frac{(s + y) y \, ds}{EJ} + \int \frac{ds}{EF}\right] + X_2 \left[\int \frac{y^2 ds}{EJ} + \int \frac{ds}{EF} + \frac{l}{E_0 F_0}\right]$$

$$-\int \frac{\mathfrak{M} y \, ds}{EJ} = 0.$$

Berechnung der Integrale, wenn E, F und J konstant und $ds = dx$.

$$\int \frac{(s + y)^2 \, dx}{EJ} = \frac{s^2 l}{EJ} + \frac{2 s}{EJ} \int y \, dx + \frac{1}{EJ} \int y^2 dx$$

$$\int y \, dx = \text{area } CSD = \mathfrak{F}$$

$$\int y^2 dx = 2 \times \text{statischem Moment der Fläche } CSD \text{ in bezug auf } CD = 2 \mathfrak{S},$$

also

$$\int \frac{(s + y)^2 dx}{EJ} = \frac{1}{EJ} (s^2 l + 2 s \mathfrak{F} + 2 \mathfrak{S})$$

$$\int \frac{(s+y)\,y\,dx}{EJ} = \frac{1}{EJ}(s\mathfrak{F} + 2\mathfrak{S})$$

$$\int \frac{ds}{EF} = \frac{l}{EF}$$

$$\int \frac{\mathfrak{M}(s+y)\,dx}{EJ} = \frac{1}{EJ}\left[s\cdot\int \mathfrak{M}\,dx + \int \mathfrak{M}\,y\,dx\right].$$

Die Arbeitsgleichungen lauten

$$X_1\cdot\left[\frac{2}{3}s^3 + \frac{J_s}{J}(s^2 l + 2s\mathfrak{F} + 2\mathfrak{S}) + l\frac{J_s}{F_s}\frac{F_s}{F}\right]$$

$$+ X_2\cdot\left[\frac{J_s}{J}(s\mathfrak{F} + 2\mathfrak{S}) + l\frac{J_s}{F_s}\frac{F_s}{F}\right] - \frac{J_s}{J}\left[s\cdot\int \mathfrak{M}\,dx + \int \mathfrak{M}\,y\,dx\right] = 0$$

$$X_1\cdot\left[(s\mathfrak{F} + 2\mathfrak{S}) + l\frac{J}{F}\right] + X_2\left[2\mathfrak{S} + l\frac{J}{F} + l\frac{J}{F}\cdot\frac{E}{E_0}\frac{F}{F_0}\right] - \int \mathfrak{M}\,y\,dx = 0.$$

Hieraus lassen sich die statisch unbestimmten Größen X_1 und X_2 berechnen und die in der Praxis vorkommenden Sonderfälle ableiten.

4. Zweistieliger Rahmen ohne Gelenke.

Die drei Arbeitsgleichungen unter Berücksichtigung von Temperaturänderungen und Außerachtlassung von Verschiebungen der Widerlager haben die Form

$$L' = \int \frac{MM'}{EJ}\,ds + \int \frac{NN'}{EF}\,ds + \int \varepsilon t N'\,ds + \int \frac{\varepsilon \Delta t}{h} M'\,ds = 0.$$

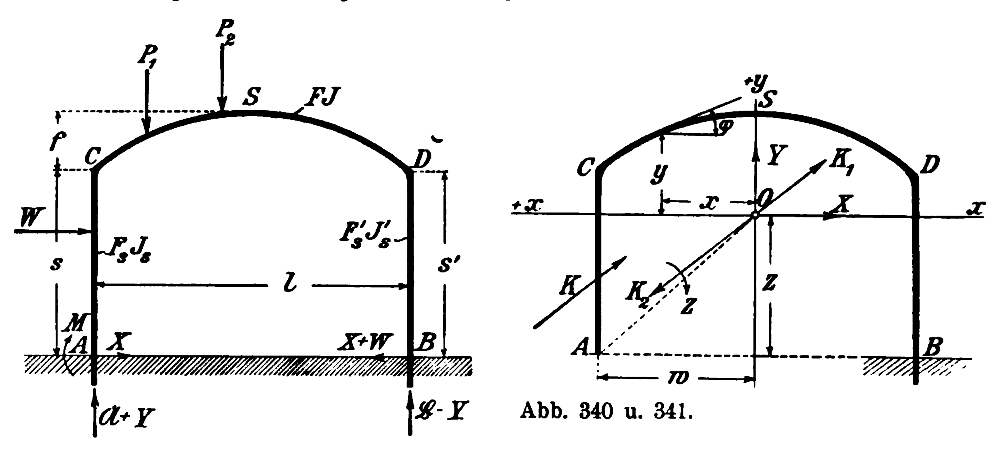


Abb. 340 u. 341.

Dem im Abschnitt IIIα4 eingeschlagenen Wege entsprechend, wird der Ursprung nach einem Punkte 0 verlegt, in welchem die drei statisch nicht bestimmbaren Größen X, Y und Z wirkend gedacht werden (Abb. 340 u. 341).

Die Auflagerdrücke und Auflagermomente sind

$$A = \mathfrak{A} + Y,\quad B = \mathfrak{B} - Y,\quad H_A = X,\quad H_B = X + W$$
$$M_A = Xz - Yw + Z,\qquad M_B = M_A + Yl.$$

Die Werte M und N und deren Abgeleitete sind

$$\left.\begin{aligned} M &= \mathfrak{M} - Xy - Yx + Z \\ M' &= -y,\quad M'' = -x,\quad M''' = -1 \end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned} N &= -[X\cos\varphi + (\mathfrak{Q} + Y)\sin\varphi] \\ N' &= -\cos\varphi,\quad N'' = -\sin\varphi,\quad N''' = 0. \end{aligned}\right\}$$

$$-\int\frac{\mathfrak{M}y\,ds}{EJ}+X\cdot\int\frac{y^2ds}{EJ}+Y\cdot\int\frac{xy\,ds}{EJ}-Z\cdot\int\frac{y\,ds}{EJ}+X\cdot\int\frac{\cos^2\varphi\,ds}{EF}$$

$$+\int\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin\varphi\cdot\cos\varphi\,ds}{EF}-\int\varepsilon t\cos\varphi\,ds-\int\frac{\varepsilon\Delta t}{h}\,y\,ds=0$$

$$-\int\frac{\mathfrak{M}x\,ds}{EJ}+X\cdot\int\frac{xy\,ds}{EJ}+Y\cdot\int\frac{x^2ds}{EJ}-Z\cdot\int\frac{x\,ds}{EJ}+X\cdot\int\frac{\sin\varphi\cdot\cos\varphi\,ds}{EF}$$

$$+\int\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}-\int\varepsilon t\sin\varphi\,ds-\int\frac{\varepsilon\Delta t}{h}\,x\,ds=0$$

$$-\int\frac{\mathfrak{M}\,ds}{EJ}+X\cdot\int\frac{y\,ds}{EJ}+Y\cdot\int\frac{x\,ds}{EJ}-Z\cdot\int\frac{ds}{EJ}-\int\frac{\varepsilon\Delta t}{h}\,ds=0.$$

Es werden folgende Annahmen gemacht:

E, ε, t und Δt seien gleichbleibend; der Ursprung ist so gewählt, daß

$$\int\frac{xy\,ds}{J}=0,\qquad\int\frac{x\,ds}{J}=0\quad\text{und}\quad\int\frac{y\,ds}{J}=0,$$

d. h. die Achsen x und y sind die durch den Schwerpunkt des mit $\frac{1}{J}$ belasteten Stabzuges gehenden Hauptachsen.

Der Riegel CD sei schwach gekrümmt, so daß für diesen Teil des Stabzuges $\varphi=0$ angenommen werden kann; für die Säulen ist $\varphi=90^\circ$ bezw. -90°. Demnach ist

$$\int\frac{\cos^2\varphi\,ds}{EF}=\frac{l}{EF}$$

$$\int\sin\varphi\cos\varphi\,ds=0$$

$$\int\cos\varphi\,ds=l$$

$\int\sin\varphi\,ds=0$, wenn die Auflager A und B die gleichen Ordinaten besitzen, d. h. bei wagerechter x-Achse in gleicher Höhe liegen.

$$\int\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}=\int_A^C\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}+\int_C^D\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}+\int_D^B\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}$$

$$=\frac{\mathfrak{A}+Y}{EF_s}s\quad+\quad0\quad+\quad\frac{-\mathfrak{B}+Y}{EF_s'}s'.$$

Wenn $s=s'$ und $F_s=F_s'$, so wird

$$\int\frac{(\mathfrak{Q}+Y)\sin^2\varphi\,ds}{EF}=\frac{s}{EF_s}(\mathfrak{A}-\mathfrak{B}+2Y).$$

Da $\int\frac{x\,ds}{J}=0$ und $\int\frac{y\,ds}{J}=0$, so können ohne großen Fehler auch $\int x\,ds=0$ und $\int y\,ds=0$ gesetzt werden. Die statisch unbestimmten Größen sind dann

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} + E\varepsilon t l}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \frac{l}{F}} \\ Y &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} - \frac{(\mathfrak{A} - \mathfrak{B})\, s}{F_s}}{\int \frac{x^2 ds}{J} + \frac{2s}{F_s}} \\ Z &= -\frac{\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} + E\varepsilon \Delta t \cdot \int \frac{ds}{h}}{\int \frac{ds}{J}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

a) Der gelenklose Rahmen mit geradem Balken CD.

Behufs Bestimmung des Ursprungs 0 beziehen wir die statischen Momente der mit $\frac{1}{J}$ belasteten Stabzugteile auf eine Achse CD und erhalten (Abb. 342)

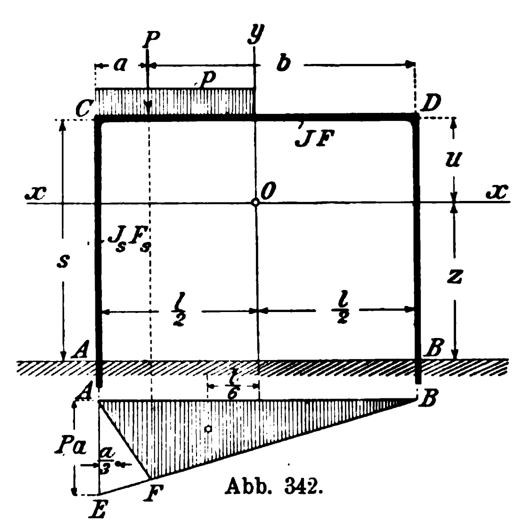


Abb. 342.

$$2 \frac{s}{J_s} \cdot \frac{s}{2} = \left(2 \frac{s}{J_s} + \frac{l}{J}\right) u,$$

woraus, wenn $\frac{s}{l} \frac{J}{J_s} = k$

$$\left.\begin{aligned} u &= \frac{s}{2 + \frac{l}{s}\frac{J_s}{J}} = \frac{s}{2 + \frac{1}{k}}, \\ z &= \frac{s\left(1 + \frac{s}{l}\frac{J}{J_s}\right)}{1 + 2\frac{s}{l}\frac{J}{J_s}} = s\,\frac{1+k}{1+2k} \end{aligned}\right\} \quad . \quad (2)$$

$\int y^2 \cdot \frac{ds}{J} = T_x$ Trägheitsmoment des mit $\frac{1}{J}$ belasteten Stabzuges auf die x-Achse, also

$$\int y^2 \cdot \frac{ds}{J} = 2 \cdot \frac{s}{J_s} \frac{s^2}{3} - \left(2 \cdot \frac{s}{J_s} + \frac{l}{J}\right) \cdot u^2 = \frac{s^3}{3 J_s} \cdot \frac{2+k}{1+2k}$$

$\int x^2 \frac{ds}{J} = T_y$ Trägheitsmoment bezüglich der y-Achse:

$$\int x^2 \cdot \frac{ds}{J} = \frac{l}{J} \frac{l^2}{12} + 2 \frac{s}{J_s} \cdot \frac{l^2}{4} = \frac{l^3}{12 J}(1 + 6k)$$

$$\int \frac{ds}{J} = 2 \frac{s}{J_s} + \frac{l}{J} = \frac{l}{J}(1 + 2k).$$

Lotrechte Lasten p halbseitig und Einzellasten P.

$$\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} = \frac{u}{J} \int \mathfrak{M}\, dx = \frac{u}{J}\left(\frac{p l^3}{24} + \frac{1}{2} \Sigma P a b\right).$$

Aus p auf $\frac{l}{2}$ entsteht nach früherem

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} = \frac{p l^4}{384 J}.$$

Aus einer Einzellast P wird das statische Moment der Momentenfläche ABF (Abb. 342) bezüglich der y-Achse

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} = \Sigma \frac{1}{J}\left[ABE \cdot \frac{l}{6} - AEF \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{3}\right)\right]$$

$$= \Sigma \frac{1}{J}\left[\frac{Pal}{2} \cdot \frac{l}{6} - \frac{Pa^2}{2}\left(\frac{l}{2} - \frac{a}{3}\right)\right]$$

$$= \frac{1}{12 J} \Sigma Pa\,(l^2 - 3al + 2a^2).$$

$$\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} = \frac{1}{J}\left(\frac{p l^3}{24} + \frac{1}{2} \cdot \Sigma Pab\right)$$

$$\frac{(\mathfrak{A} - \mathfrak{B})\, s}{F_s} = \frac{\left[\frac{pl}{4} + \frac{1}{l}(\Sigma Pb - \Sigma Pa)\right] s}{F_s}.$$

Aus diesen Werten ergeben sich mit $\frac{J_s}{F_s} = i_s^2$ und $\frac{J}{F} = i^2$ die Größen X, Y und Z:

$$\left.\begin{aligned}
X &= \frac{\frac{p l^3}{16} + \frac{3}{4} \cdot \Sigma Pab}{ls\left(1 + \frac{k}{2} + \frac{3}{2}\frac{2k+1}{k}\frac{i^2}{s^2}\right)} \\
Y &= \frac{\frac{p l^2}{32}(l^2 - 96\, k i_s^2) + \Sigma Pa\,(l^2 - 3\,al + 2\,a^2) - 12\, k i_s^2 \cdot \Sigma P\,(b - a)}{l^3\left[1 + 6k\left(1 + \frac{4\, i_s^2}{l^2}\right)\right]} \\
Z &= -\frac{\frac{p l^2}{24} + \frac{1}{2l}\Sigma Pab}{1 + 2k}
\end{aligned}\right\} \quad (3)$$

Aus X, Y und Z lassen sich nach den eingangs beschriebenen Beziehungen die Momente für jeden Punkt des Rahmens ermitteln. Sie sind in der Abb. 343 dargestellt. Setzt man X und Y zusammen, so erhält man den schiefen Seitenschub H, der mit den Auflagerdrücken $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ des frei aufliegenden Balkens die Kämpferdrücke K_A und K_B ergibt; diese müssen in den Momentennullpunkten E und F der Säulen angreifen und auf der Resultierenden R der Rahmenlasten sich schneiden. Zur Bestimmung der Punkte E und F beziehen wir das Moment auf den Punkt S (Abb. 343):

$$X \cdot z + Z = X \cdot \overline{ST},$$

woraus

$$\overline{ST} = z + \frac{Z}{X},$$

ferner ist

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Y}{X};$$



setzung der Werte für z, Z und X entsteht

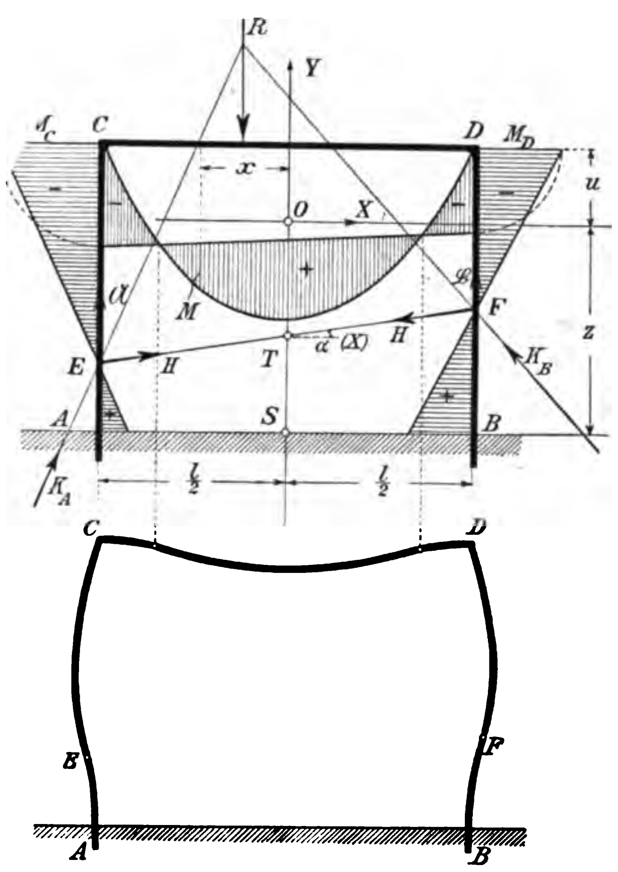


Abb. 343 u. 344. Momente M und Formänderungen.

$$\overline{ST} = \frac{s}{3} \cdot \frac{1 + 2k - \frac{1 + 2k}{k} \frac{i^2}{s^2}}{1 + 2k}.$$

Wenn $\frac{i^2}{s^2}$ als sehr klein vernachlässigt wird, so ist angenähert

$$\overline{ST} = \frac{s}{3}, \quad . \; . \; . \quad (4)$$

daher

$$\overline{AE} = \frac{s}{3} - \frac{l}{2} \operatorname{tg} \alpha$$

$$\overline{BF} = \frac{s}{3} + \frac{l}{2} \operatorname{tg} \alpha.$$

Hiermit ergibt sich auch

$$\left.\begin{aligned} M_A &= + X \cdot \overline{AE}, \\ M_B &= + X \cdot \overline{BF}, \\ M_C &= - X \cdot \overline{CE}, \\ M_D &= - X \cdot \overline{DF} \end{aligned}\right\} \; . \; . \quad (5)$$

Die Formänderungen des steifen Rahmens zeigt die Abb. 344. In den Nullpunkten der Momentenlinien liegen die Wendepunkte der elastischen Linien der Stabzugteile.

Das Biegungsmoment des Balkens CD an irgend einer Stelle beträgt, wenn die Abszissen x von 0 aus gerechnet werden (Abb. 343):

$$M = M_C + \frac{M_D - M_C}{l} \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) + \mathfrak{M}$$

$$= X \cdot \left[\frac{2s}{3} + (l - x) \cdot \operatorname{tg} \alpha\right] + \mathfrak{M}.$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung mit g auf die Längeneinheit entstehen:

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{g l^2}{8s\left(1 + \frac{k}{2} + \frac{3}{2} \frac{2k+1}{k} \cdot \frac{i^2}{s^2}\right)} \sim \frac{g l^2}{8s\left(1 + \frac{k}{2}\right)} \\ Y &= 0. \quad \text{(Dieser Wert tritt bei symmetrischer Belastung stets auf.)} \\ Z &= -\frac{g l^2}{12(1+2k)} \end{aligned}\right\} \; . \; . \quad (6)$$

Die Angriffspunkte E und F (Abb. 343) der Kämpferdrücke liegen, da $\operatorname{tg} \alpha = 0$, im Abstande $\frac{s}{3}$ von den Auflagern; somit wird

$$M_A = M_B = + \frac{Xs}{3}; \quad M_C = M_D = - \frac{2Xs}{3}.$$

Das Moment des Balkens CD an beliebiger Stelle ist

$$M = \mathfrak{M} - \frac{2Xs}{3}$$

$$= \frac{g}{2}\left(\frac{l^2}{4} - x^2\right) - \frac{2Xs}{3}$$

Für $x = 0$ beträgt

$$\max M = \frac{l}{8}\left(gl - \frac{16}{3}\frac{s}{l}X\right).$$

Wagerechte Winddrücke.

Denken wir uns den steifen Rahmen bei B eingespannt, im übrigen frei (Abb. 345), so entstehen unter den wagerechten Einzellasten W_1 und der gleichmäßig verteilten Last w nur in der Säule BD Biegungsmomente $\mathfrak{M}$, die an der Einspannstelle B

$$\mathfrak{M}_B = -\left(W_1 c + \frac{w s^2}{2}\right)$$

betragen.

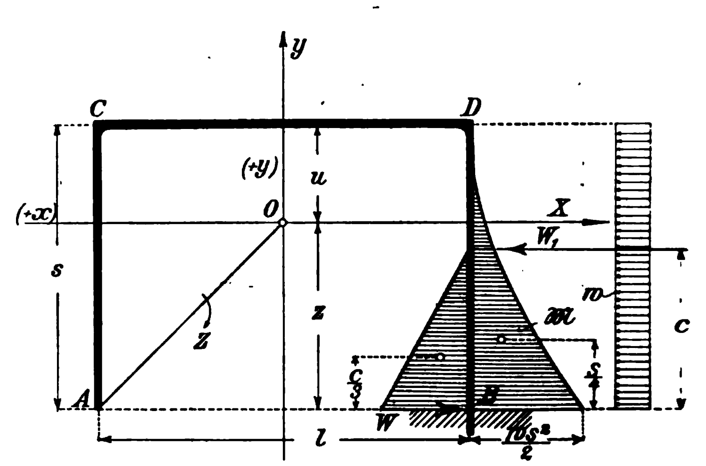


Abb. 345. Windmomente.

Die Werte der Integrale sind also

$$\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} = \frac{1}{J_s}\left[\frac{W_1 c^2}{2}\left(z - \frac{c}{3}\right) + \frac{w s^2}{2}\frac{s}{3}\cdot\left(z - \frac{s}{4}\right)\right]$$

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} = \frac{l}{2J_s}\left(\frac{W_1 c^2}{2} + \frac{w s^3}{6}\right)$$

$$\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} = -\frac{1}{J_s}\left(\frac{W_1 c^2}{2} + \frac{w s^3}{6}\right).$$

Es ergeben sich somit

$$\left.\begin{aligned}
X_W &= \frac{\left\{w s^3\left(z - \frac{s}{4}\right) + 3\cdot\Sigma W_1 c^2\left(z - \frac{c}{3}\right)\right\}\cdot(1+2k)}{4 s^3\left(1 + \frac{k}{2} + \frac{3}{2}\,\frac{2k+1}{k}\,\frac{i^2}{s^2}\right)} \\
Y_W &= \frac{\left(w s^2 + \frac{3}{s}\cdot\Sigma W_1 c^2\right)\cdot k}{l\cdot\left[1 + 6k\left(1 + 4\frac{i_s^2}{l^2}\right)\right]} \\
Z_W &= +\frac{\left(w s^2 + \frac{3}{s}\cdot\Sigma W_1 c^2\right)\cdot k}{6(1+2k)}
\end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; . \quad (7)$$

Hierin können die Glieder mit $\frac{i^2}{s^2}$ und $\frac{i_s^2}{l^2}$ als sehr klein vernachlässigt werden.

Die Einspann- und Eckmomente ergeben sich daraus mit

$$M_W^A = X_W z - Y_W \frac{l}{2} + Z_W$$

$$M_W^B = X_W z + Y_W \frac{l}{2} + Z_W - \left(\frac{w s^2}{2} + \Sigma W_1 c\right)$$

$$M_W^C = -X_W u - Y_W \frac{l}{2} + Z_W$$

$$M_W^D = -X_W u + Y_W \frac{l}{2} + Z_W.$$

Temperatureinflüsse.

Aus Gleichung (1) folgt bei einer Temperaturerhöhung des Rahmens oder des Querbalkens um t

$$X_t = \frac{3 E J_s (1 + 2k) \cdot \varepsilon t l}{2 s^3 \left(1 + \frac{k}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{2k+1}{k} \cdot \frac{i^2}{s^2}\right)} \sim = \frac{3 E J_s (1 + 2k) \varepsilon t l}{2 s^3 \left(1 + \frac{k}{2}\right)} \quad . \; . \; . \quad (8)$$

während $\qquad Y_t = Z_t = 0.$

Demnach

$$M_t^A = M_t^B = X_t z$$

$$M_t^C = M_t^D = -X_t u.$$

Die Momentenverteilung zeigt die Abb. 346.

Aus Δt entsteht mit Gleichung (1), unter h und h_s die Querschnittshöhen im Querbalken bezw. in den Säulen verstanden,

$$Z_{\Delta t} = -\frac{EJ \cdot \left(\frac{h_s}{h} + 2\frac{s}{l}\right) \cdot \varepsilon \Delta t}{h_s (1 + 2k)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (9)$$

Diesem entspricht ein im ganzen Stabzug gleichbleibendes Moment $M_{\Delta t} = Z_{\Delta t}$.

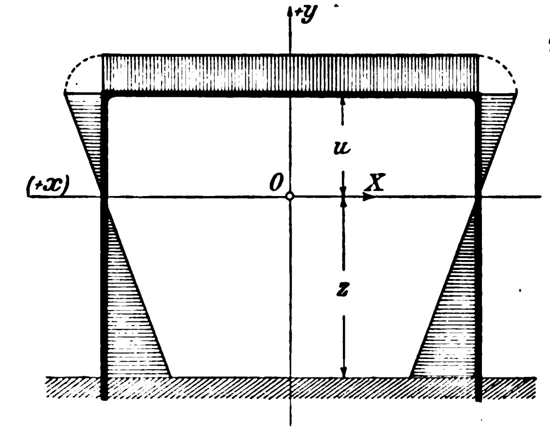


Abb. 346. Temperaturmomente M_t.

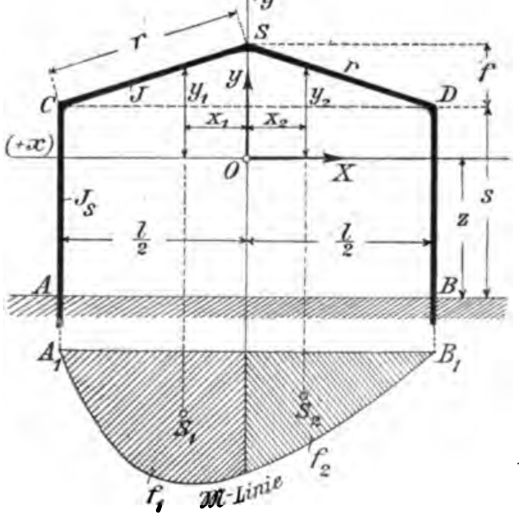


Abb. 347.

b) Der gelenklose Rahmen mit gebrochenem Balken CD.

Die Ermittlung des Schwerpunktes 0 des mit $\frac{1}{J}$ belasteten Stabzuges erfolgt mit seinen statischen Momenten bezüglich der Achse AB (Abb. 347):

$$\frac{2s}{J_s} \cdot \frac{s}{2} + \frac{2r}{J}\left(s + \frac{f}{2}\right) = 2\left(\frac{s}{J_s} + \frac{r}{J}\right) \cdot z,$$

woraus

$$z = \frac{s}{2} \cdot \frac{1 + \frac{2r}{s}\frac{J_s}{J}\left(1 + \frac{f}{2s}\right)}{1 + \frac{r}{s}\frac{J_s}{J}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

$$\int \frac{y^2 ds}{J} = T_x = \frac{2s}{J_s}\left[\frac{s^2}{12} + \left(z - \frac{s}{2}\right)^2\right] + \frac{2r}{J}\left[\frac{f^2}{12} + \left(\frac{f}{2} + s - z\right)^2\right]$$

$$\int \frac{x^2 ds}{J} = T_y = \frac{2s}{J_s}\left(\frac{l}{2}\right)^2 + \frac{2r}{J}\frac{l^2}{12}$$

$$= \frac{s\,l^2}{6 J_s}\left(3 + \frac{r}{s}\frac{J_s}{J}\right)$$

$$\int \frac{ds}{J} = G = \frac{2s}{J_s} + \frac{2r}{J} = \frac{2s}{J_s}\left(1 + \frac{r}{s}\frac{J_s}{J}\right).$$

Für beliebige lotrechte Belastung, welche die Momente $\mathfrak{M}$ im Freiträger AB erzeugt, gilt (Abb. 347)

$$\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} = S_x = \text{statischem Moment der } \frac{ds}{J} \text{ fachen Fläche der } \mathfrak{M} \text{ in bezug auf die } x\text{-Achse}$$

$$= \frac{f_1 \cdot \frac{2r}{l}}{J} \cdot y_1 + \frac{f_2 \cdot \frac{2r}{l}}{J} y_2$$

$$= \frac{2r}{lJ}(f_1 y_1 + f_2 y_2)$$

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} = S_y = \text{statischem Moment der } \frac{ds}{J} \text{ fachen Fläche der } \mathfrak{M} \text{ in bezug auf die } y\text{-Achse}$$

$$= \frac{f_1 \cdot \frac{2r}{l}}{J} \cdot x_1 - \frac{f_2 \cdot \frac{2r}{l}}{J} x_2 \text{ [1]}$$

$$= \frac{2r}{lJ}(f_1 x_1 - f_2 x_2)$$

$$\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} = S = \frac{f_1 \cdot \frac{2r}{l}}{J} + \frac{f_2 \cdot \frac{2r}{l}}{J} = \frac{2r}{lJ}(f_1 + f_2).$$

Somit ergeben sich unter Vernachlässigung von $\mathfrak{A} - \mathfrak{B}$

$$X = \frac{S_x}{T_x + \frac{l}{F}}, \quad Y = \frac{S_y}{T_y + \frac{2s}{F_s}}, \quad Z = -\frac{S}{G} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

Im Falle gleichmäßig verteilter lotrechter Belastung g auf die Längeneinheit ist

$$f_1 = f_2 = \frac{g l^2}{8} \cdot \frac{l}{3} = \frac{g l^3}{24}$$

$$x_1 = x_2 = \frac{3}{16} l$$

[1] x_1 und x_2 sind absolute Werte.

$$y_1 = y_2 = s - z + \frac{5}{8} f$$

$$S_x = \frac{2\,r}{l J} \cdot 2 \frac{g l^3}{24} \left(s - z + \frac{5}{8} f\right)$$

$$= \frac{g l^2 r}{6 J} \left(s - z + \frac{5}{8} f\right)$$

$$S_y = 0$$

$$S = \frac{2\,r}{l J} \frac{g l^3}{8} \cdot \frac{2}{3} l$$

$$= \frac{g l^3 r}{6 J}.$$

Eine lotrechte Einzellast P im Punkte S erzeugt z. B.

$$f_1 = f_2 = \frac{P l^2}{16}$$

$$x_1 = x_2 = \frac{l}{6}$$

$$y_1 = y_2 = s - z + \frac{2}{3} f$$

$$S_x = 2 \cdot \frac{2\,r}{l J} \frac{P l^2}{16} \left(s - z + \frac{2}{3} f\right)$$

$$= \frac{P l r}{4 J} \left(s - z + \frac{2}{3} f\right)$$

$$S_y = 0$$

$$S = \frac{P l r}{4 J}.$$

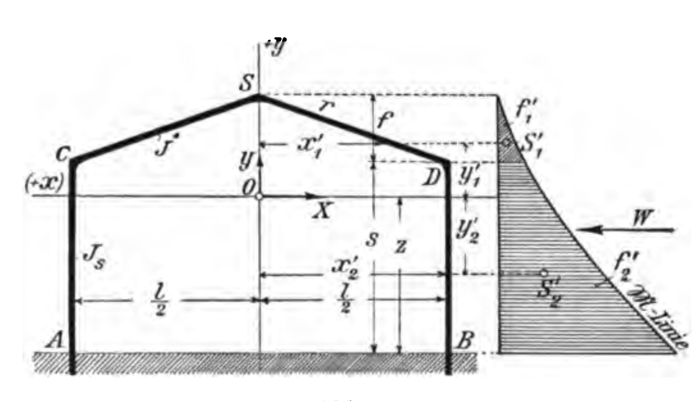


Abb. 348.

Durch die Temperaturänderung t entsteht

$$X_t = \frac{E \varepsilon l t}{T_x} \quad . \quad (12)$$

Unter dem Einfluß von wagerechten Windlasten W entsteht die Momentenlinie $\mathfrak{M}$, wenn der Rahmen bei B (Abb. 348) eingespannt und im übrigen frei ist.

Bezeichnen wir die über r liegende Momentenfläche mit f_1', jene über s mit f_2', deren Schwerpunkte S_1' und S_2', so ist

$$\int \frac{\mathfrak{M} y\, ds}{J} = S_x' = -\frac{f_1' \cdot \frac{r}{f}}{J} y_1' - \frac{f_2'}{J_s} y_2'$$

$$= -\frac{1}{J_s}\left(f_2' \cdot y_2' + \frac{r}{f} \frac{J_s}{J} f_1' \cdot y_1'\right)^{1)}$$

---

[1]) f_1' und f_2' sind absolute Werte. y_1' ist in der Abbildung positiv, y_2' negativ.

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\, ds}{J} = S_y' = + \frac{f_1' \cdot \frac{r}{f}}{J} x_1' + \frac{f_2'}{J_s} x_2'$$
$$= \frac{1}{J_s}\left(f_2' \frac{l}{2} + \frac{r}{f} \frac{J_s}{J} f_1' \cdot x_1'\right)^{1)}$$
$$\int \frac{\mathfrak{M}\, ds}{J} = S' = -\left(\frac{f_1' \cdot \frac{r}{f}}{J} + \frac{f_2'}{J_s}\right)$$
$$= -\frac{1}{J_s}\left(f_2' + \frac{r}{f} \frac{J_s}{J} f_1'\right).^{2)}$$

Wirkt ein **gleichmäßig verteilter Winddruck** w auf die Einheit der wagerechten Projektion des Rahmens, so wird

$$f_1' = \frac{wf^2}{2} \cdot \frac{f}{3} = \frac{wf^3}{6}$$
$$f_2' = \frac{w}{6}\left[(f+s)^3 - f^3\right]$$
$$S' = f_1' + f_2'$$
$$y_1' = s - z + \frac{f}{4}.$$

Zur Bestimmung von y_2' dient die Gleichung

$$\frac{w(s+f)^3}{6} \cdot \frac{s+f}{4} - \frac{wf^3}{6}\left(s + \frac{f}{4}\right)$$
$$= f_2'(z + y_2')$$
$$y_2' = \frac{(s+f)^4 - f^3(4s+f)}{4\left[(f+s)^3 - f^3\right]} - z,$$

woraus S_x' und S_y' und sodann mit den Gl. 11 X_W, Y_W und Z_W zu ermitteln sind.

c) Der gelenklose Rahmen mit trapezförmigem Balken.

Die Lage des Ursprungs O ist durch die Gleichung bestimmt (Abb. 349):

$$\frac{2s}{J_s} \cdot \frac{s}{2} + \frac{2r}{J_1}\left(s + \frac{f}{2}\right) + \frac{t}{J}$$
$$(s+f) = \left(\frac{2s}{J_s} + \frac{2r}{J_1} + \frac{t}{J}\right) z,$$

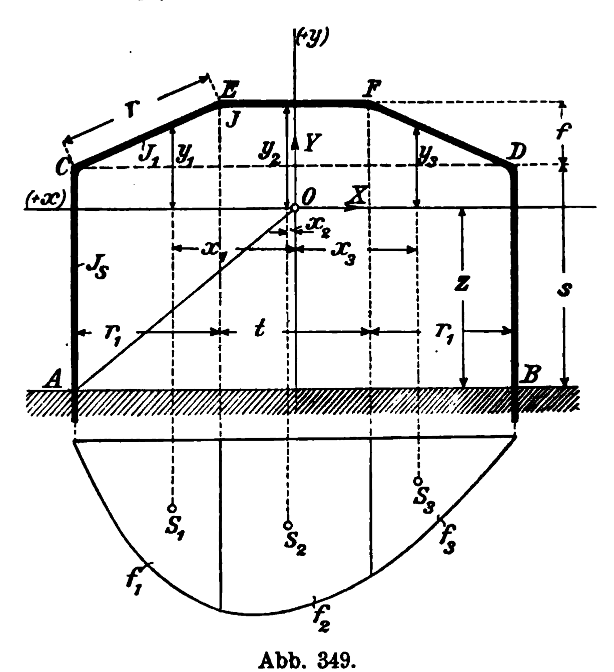


Abb. 349.

woraus

$$z = s \cdot \frac{1 + \frac{r}{s}\left(2 + \frac{f}{s}\right)\frac{J_s}{J_1} + \frac{t}{s}\left(1 + \frac{f}{s}\right)\frac{J_s}{J}}{2 + 2\frac{r}{s}\frac{J_s}{J_1} + \frac{t}{s}\frac{J_s}{J}}$$

---

[1] x_1' mit dem absoluten Wert.

[2] f_1' und f_2' sind absolute Werte, y_1' ist in der Abbildung positiv, y_2' negativ.

$$\int \frac{y^2\,ds}{J} = T_x = \frac{2s}{J_s}\left[\frac{s^2}{12} + \left(z - \frac{s}{2}\right)^2\right] + \frac{2r}{J_1}\left[\frac{f^2}{12} + \left(\frac{f}{2} + s - z\right)^2\right] + \frac{t}{J}(f + s - z)^2$$

$$\int \frac{x^2\,ds}{J} = T_y = \frac{sl^2}{2J_s} + \frac{r}{J_1}\left[\frac{r_1^2}{6} + (l - r_1)^2\right] + \frac{t^3}{12J}$$

$$\int \frac{ds}{J} = G = \frac{2s}{J_s} + \frac{2r}{J_1} + \frac{t}{J} = \frac{2s}{J_s}\left(1 + \frac{r}{s}\frac{J_s}{J_1} + \frac{t}{2s}\frac{J_s}{J}\right).$$

Die lotrechten Lasten erzeugen die Momente $\mathfrak{M}$ und damit

$$\int \frac{\mathfrak{M} y\,ds}{J} = S_x = \frac{f_1 \frac{r}{r_1}}{J_1} y_1 + \frac{f_2 y_2}{J} + \frac{f_3 \frac{r}{r_1}}{J_1} y_3$$

$$= \frac{r}{r_1 J_1}\left(f_1 y_1 + f_3 y_3 + \frac{r_1}{r}\frac{J_1}{J} f_2 y_2\right)$$

$$\int \frac{\mathfrak{M} x\,ds}{J} = S_y = \frac{f_1 \frac{r}{r_1}}{J_1} x_1 + \frac{f_2}{J} x_2 + \frac{f_3 \frac{r}{r_1}}{J_1} x_3$$

$$= \frac{r}{r_1 J_1}\left(f_1 x_1 + f_3 x_3 + \frac{r_1}{r}\frac{J_1}{J} f_2 x_2\right)^{1)}$$

$$\int \frac{\mathfrak{M}\,ds}{J} = S = \frac{r}{r_1 J_1}\left(f_1 + f_3 + \frac{r_1}{r}\frac{J_1}{J} f_2\right).$$

Lotrechte Einzellasten P in den Punkten E und F erzeugen Momentenflächen

$$f_1 = f_3 = \frac{P r_1^2}{2}, \quad f_2 = P r_1 t,$$

$$x_1 = x_3 = \frac{r_1}{3}, \quad x_2 = 0,$$

$$y_1 = y_3 = s - z + \frac{2}{3} f, \quad y_2 = s - z + f.$$

Beim Rahmen mit beliebig gekrümmtem Riegel CD (Abb. 350) zerlegt man den Bogen in gerade Stabteile Δs und erhält bei veränderlichem J

$$S_x = \sum_C^D f_1 \cdot \frac{\Delta s}{J \cdot \Delta x} y_1,$$

$$S_y = \sum_C^D f_1 \frac{\Delta s}{J \cdot \Delta x} x_1,$$

$$S = \sum_C^D f_1 \frac{\Delta s}{J \cdot \Delta x}.$$

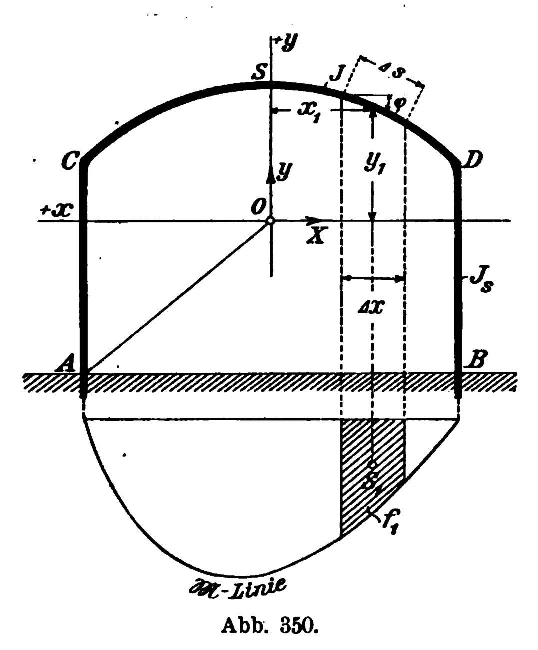


Abb. 350.

Die Behandlung von Rahmen mit auskragenden Querbalken bietet nach den gegebenen Darlegungen keine Schwierigkeiten.

5. Mehrstielige Rahmen mit End- und Mittelstielgelenken.

Der in der Praxis des Eisenbetonbaues häufig vorkommende mehrstielige Rahmen wird in der Regel unter der Annahme von Fußgelenken in den Endsäulen und von mittleren Pendelsäulen berechnet. Die starre Verbindung der Mittelsäulen mit dem

1) Die x mit den entsprechenden Vorzeichen.

Querbalken wird also aufgehoben gedacht; dieser Voraussetzung muß natürlich durch die Einschaltung von wenig biegungswiderstandsfähigen Querschnitten an den Köpfen der Mittelsäulen annähernd entsprochen werden.

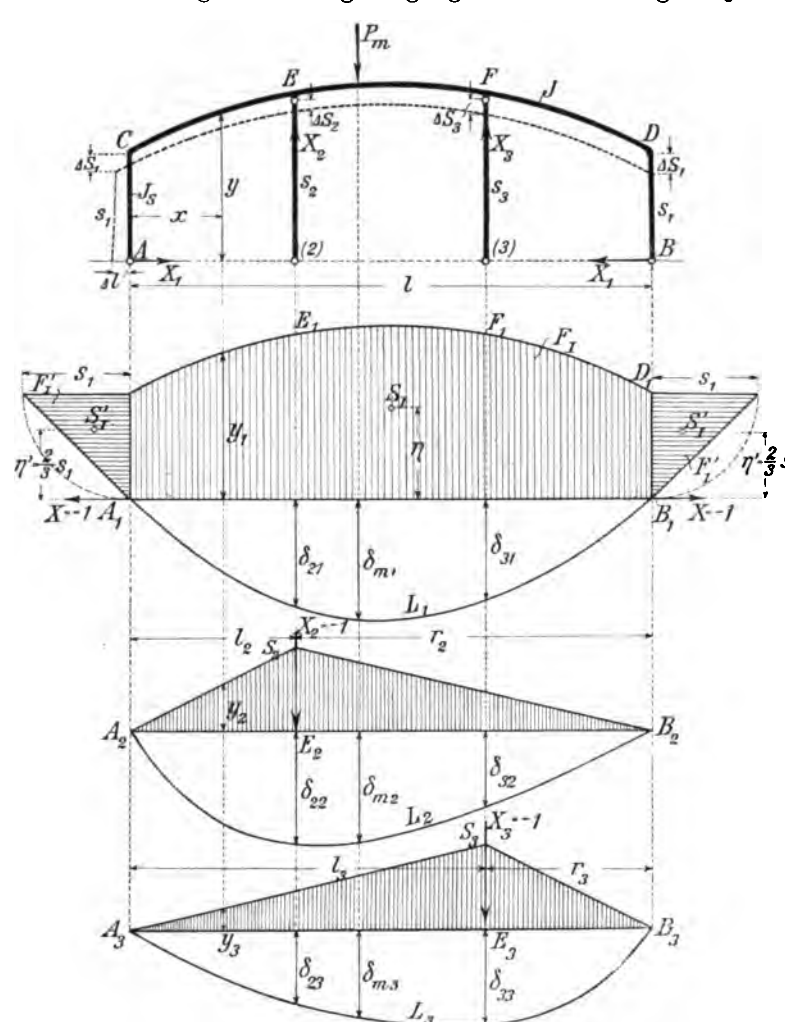


Abb. 351a, b, c und d.

Betrachtet man den Seitenschub X_1 in den Endsäulen und die Auflagerdrücke X_2, X_3 ... in den Mittelsäulen als die statisch unbestimmten Größen, deren Zahl gleich der Anzahl der Felder ist und durch deren Weglassung ein Freibalken AB (Abb. 351) entsteht, so gelten unter Vernachlässigung der Achsialkräfte, der Widerlagerverschiebungen und Temperaturänderungen die Beziehungen

$$\left.\begin{aligned} \int \frac{MM'}{EJ}\,ds &= 0, \\ \int \frac{MM''}{EJ}\,ds &= 0, \\ \int \frac{MM'''}{EJ}\,ds &= 0, \end{aligned}\right\} (1)$$

Hierin ist für ein beliebiges Feld

$$M = \mathfrak{M} - X_1 y + X_2 (x - l_2) + X_3 (x - l_3) + \ldots - \frac{1}{l} (X_2 r_2 + X_3 r_3 + \ldots) x$$

$$M' = -y$$

$$M'' = x - l_2 - \frac{r_2 x}{l}$$

$$M''' = x - l_3 - \frac{r_3 x}{l},$$

woraus nach Einsetzung dieser Werte in die Gleichungen (1) die X_1, X_2, X_3 .... ermittelt werden können. Dieser Weg ist bei mehreren Mittelstützen sehr umständlich, weshalb das folgende Verfahren eingeschlagen wird:

Im Falle $X_1 = 0$, $X_2 = 0$, $X_3 = 0$ ist AB ein Freiträger mit den Auflagerdrücken $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ und den Momenten $\mathfrak{M}$. Wirkt bloß $X_1 = -1$ (Abb. 351b), so ist das Biegungs-

moment $M' = 1 \cdot y = y_1$; die Momentenfläche ist also die Rahmenfläche $ACEFDB$ und sei die M'-Fläche genannt, deren Größe F_I sei. Für den Zustand $X_2 = -1$ (Abb. 351c) ist die M''-Fläche das Dreieck $A_2 S_2 B_2$, dessen Höhe $S_2 E_2 = 1 \cdot \frac{r_2}{l} l_2$. Für den Zustand $X_3 = -1$ (Abb. 351d) ist die M'''-Fläche das Dreieck $A_3 S_3 B_3$, dessen Höhe $S_3 F_3 = 1 \cdot \frac{r_3}{l} l_3$. Die Momente sind $M''' = y_3$; das wirkliche Biegungsmoment an beliebiger Stelle ist

$$M = \mathfrak{M} - X_1 y_1 - X_2 y_2 - X_3 y_3 .$$

Betrachtet man die M'-Fläche als Belastungsfläche eines einfachen Balkens $A_1 B_1$, dessen zugehörige Momentenfläche $A_1 L_1 B_1$ ist, so erhält man die mit EJ multiplizierten lotrechten Verschiebungen δ_{m1}, δ_{21} und δ_{31} des Lastangriffs und der Punkte E und F für den Zustand $X_1 = -1$. In gleicher Weise erhält man für die Zustände $X_2 = -1$ und $X_3 = -1$ die Verschiebungen: δ_{m2}, δ_{22}, δ_{32} und δ_{m3}, δ_{23}, δ_{33}. Nach dem Maxwellschen Satze sind dann die Verschiebungen δ_1, δ_2 und δ_3 der Angriffspunkte der statisch unbestimmten Auflagerdrücke X_1, X_2 und X_3 durch die Gleichungen gegeben[1]):

$$\left.\begin{aligned} EJ \cdot (\delta_{1t} + \delta_{1w} - \delta_1) + \Sigma P_m \delta_{1m} &= X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} - \ldots \\ EJ \cdot (\delta_{2t} + \delta_{2w} - \delta_2) + \Sigma P_m \delta_{2m} &= X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} - \ldots \\ EJ \cdot (\delta_{3t} + \delta_{3w} - \delta_3) + \Sigma P_m \delta_{3m} &= X_1 \delta_{31} + X_3 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} - \ldots \end{aligned}\right\} \quad . \; . \quad (2)$$

Da $\delta_{21} = \delta_{12}$, $\delta_{31} = \delta_{13}$ ... und bei starren Widerlagern des Hauptträgers $\delta_{1w} = 0$, $\delta_{2w} = 0$ . . ., da ferner $\delta_{1t} = \varepsilon t l$, $\delta_{2t} = -\varepsilon t\,(s_2 - s_1)$, $\delta_{3t} = -\varepsilon t\,(s_3 - s_1)$, durch Verschiebung der Widerlager bezw. Nachgeben der Stützen

$$\delta_1 = \Delta l, \quad \delta_2 = -(\Delta s_2 - \Delta s_1), \quad \delta_3 = -(\Delta s_3 - \Delta s_1) \text{ und}$$

$$\delta_{11} = \int y_1^2\, dx = 2 F_I \eta + 2 F_I' \eta' \cdot \frac{J}{J_s},$$

so können hieraus die statisch unbestimmten Größen ermittelt werden. Mit den obigen Gleichungen lassen sich alle vorkommenden Sonderfälle behandeln. Die Ausdrücke $\Sigma P_m \delta_{m1}$, $\Sigma P_m \delta_{m2}$ ... lassen sich aus den Momentenlinien $A_1 L_1 B_1$, $A_2 L_2 B_2$ ... als Einflußlinien bestimmen oder aus den Beziehungen

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{m1} = \int \mathfrak{M} y_1\, dx, \qquad \Sigma P_m \delta_{m2} = \int \mathfrak{M} y_2\, dx \ldots \quad . \; . \; . \quad (3)$$

a) Der dreistielige Rahmen mit gebrochenem Querbalken.

Unter Vernachlässigung von Temperaturänderungen und des Nachgebens der Widerlager und Stützen (Abb. 352) gehen die Grundgleichungen (2) über in

$$\left.\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} &= \Sigma P_m \delta_{1m} \\ X_2 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} &= \Sigma P_m \delta_{2m} \end{aligned}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

$$\delta_{11} = \int y_1^2\, dx = 2 \cdot \Big\{ \text{statischem Moment der Fläche } A_1 C_1 E_1 D_1 B_1 +$$

$$\text{„ \quad „ \quad „ \quad „ } \quad A_1 C_1 C_1' \Big\} \text{ in bezug auf } A_1 B_1$$

$$= 2 \cdot \left\{ s l \cdot \frac{s}{2} + \frac{l f}{2}\left(s + \frac{f}{3}\right) + \frac{s^2}{2} \cdot \frac{2}{3} s \cdot \frac{J}{J_s} \right\}$$

[1]) Siehe auch Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre 1904, S. 60 und 203 u. f.

$$= l\left(s^2 + fs + \frac{f^2}{3}\right) + \frac{2}{3}s^3 \cdot \frac{J}{J_s} = ls^2\left(1 + \frac{f}{s} + \frac{1}{3}\frac{f^2}{s^2} + \frac{2}{3}\frac{J}{J_s}\frac{s}{l}\right)$$

$\delta_{12} = \delta_{21} =$ Biegungsmoment im Punkte E_1 des Freibalkens $A_1 B_1$ unter der Belastungsfläche $A_1 C_1 E_1 D_1 B_1$ (Abb. 352b)

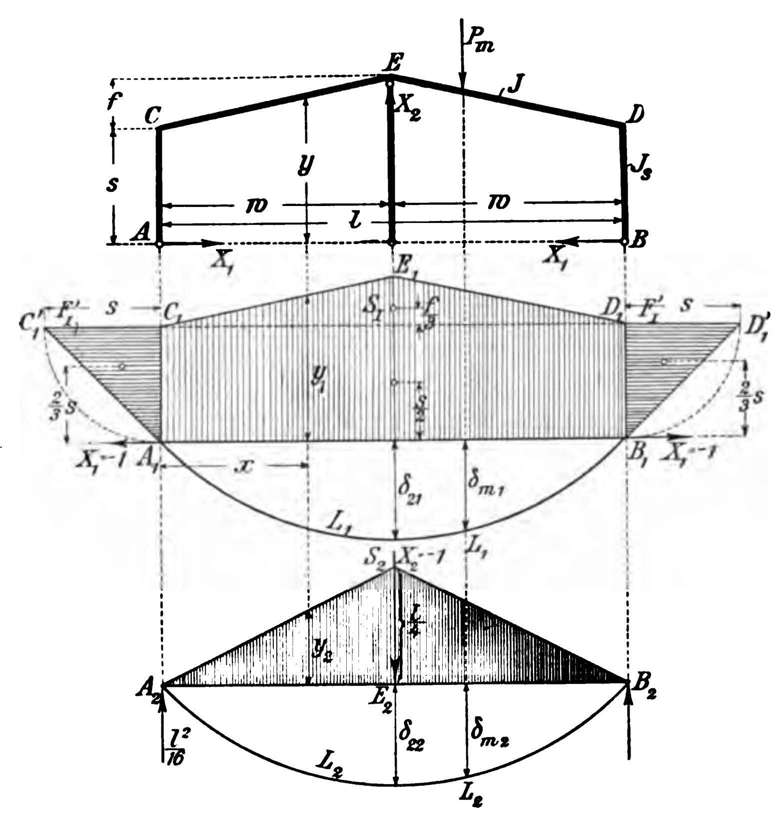


Abb. 352a, b und c.

$=$ Biegungsmoment unter der Rechteckslastfläche ls

$+$ „ „ „ Dreieckslastfläche $\frac{lf}{2}$

$$= \frac{ls \cdot l}{8} + \frac{lf}{4}\left(\frac{l}{2} - \frac{l}{6}\right)$$

$$= \frac{l^2 s}{8} + \frac{l^2 f}{12} = \frac{l^2 s}{8}\left(1 + \frac{2}{3}\frac{f}{s}\right)$$

$\delta_{22} =$ Biegungsmoment im Punkte E_2 des Freibalkens $A_2 B_2$ unter dem Belastungsdreieck $A_2 S_2 B_2$, dessen Ordinate $S_2 E_2 =$ dem Biegungsmoment des Balkens $A_2 B_2$ unter der Last $X_2 = -1$ ist (Abb. 352c)

$$= \frac{l^2}{16}\left(\frac{l}{2} - \frac{l}{6}\right) = \frac{l^3}{48}$$

$$\Sigma P_m \delta_{m1} = \int_0^l \mathfrak{M} y\, dx = \int_0^l \mathfrak{M}\left(s + \frac{2f}{l}x\right) dx = s\int_0^l \mathfrak{M}\, dx + \frac{2f}{l}\int_0^l \mathfrak{M} x\, dx$$

$$\Sigma P_m \delta_{m2} = \int \mathfrak{M} y_2 \, dx, \quad \text{mit } y_2 = \frac{2x}{l} \cdot \frac{l}{4} = \frac{x}{2} \text{ ist}$$

$$\Sigma P_m \delta_{m2} = \frac{1}{2} \int_0 \mathfrak{M} x \, dx.$$

Bei gleichmäßiger Belastung des Tragwerks durch g wird

$$\Sigma P_m \delta_{m1} = s \cdot \frac{g l^2}{8} \cdot \frac{2l}{3} + \frac{2f}{l} \frac{5}{192} g l^4$$

$$= \frac{g l^3 s}{12} + \frac{5}{96} g l^3 f = \frac{g l^3 s}{12} \left(1 + \frac{5}{8} \frac{f}{s}\right)$$

$$\Sigma P_m \delta_{m2} = \frac{5}{384} g l^4.$$

Die beiden Gleichungen (4) lauten daher mit $\frac{f}{s} = \varphi$ und $\frac{J}{J_s} \frac{s}{l} = k$

$$\left.\begin{aligned} s\left(1 + \frac{2}{3} k + \varphi + \frac{\varphi^2}{3}\right) \cdot X_1 + \frac{l}{8}\left(1 + \frac{2}{3}\varphi\right) \cdot X_2 &= \frac{g l^3}{12}\left(1 + \frac{5}{8}\varphi\right) \\ s\left(1 + \frac{2}{3}\varphi\right) \cdot X_1 + \frac{l}{6} \cdot X_2 &= \frac{5}{48} g l^2 \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

Die Berechnung des **dreistieligen Rahmens mit geradem Querbalken** CD erfolgt mit den obigen Gleichungen, wenn in sie $f = 0$, bezw. $\varphi = 0$ eingeführt wird.

$$\left.\begin{aligned} s\left(1 + \frac{2}{3} k\right) \cdot X_1 + \frac{l}{8} \cdot X_2 &= \frac{g l^3}{12} \\ s \cdot X_1 + \frac{l}{6} \cdot X_2 &= \frac{5}{48} g l^2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (6)$$

Die Temperaturänderungen um t im ganzen Tragwerk bedingen Einflüsse, die sich aus den Gleichungen (2)

$$\left.\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} &= E J \varepsilon t l \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} &= - E J \varepsilon t f \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (7)$$

ergeben, wenn in sie die obigen Werte δ_{11}, $\delta_{12} = \delta_{21}$ und δ_{22} eingesetzt werden.

b) **Der vierstielige Rahmen mit geradem Querbalken** (Abb. 353).

Die Bedingungsgleichungen (2) haben die Form

$$\left.\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} &= \Sigma P_m \delta_{1m} + E J \varepsilon t l \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} &= \Sigma P_m \delta_{2m} \\ X_1 \delta_{31} + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} &= \Sigma P_m \delta_{3m} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (8)$$

Hierin ist

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{31} = \delta_{13}$$

$$\delta_{22} = \delta_{33} \quad \text{und} \quad \delta_{32} = \delta_{23}$$

$$\delta_{11} = l s^2 + \frac{2}{3} s^3 \frac{J}{J_s} \quad \text{(Abb. 353b)}$$

$$\delta_{12} = \frac{l s}{2} \cdot w - w s \cdot \frac{w}{2} = w^2 s \quad \text{(Abb. 353b)}$$

$$\delta_{22} = A_2 w - \frac{2}{3} w \cdot \frac{w}{2} \cdot \frac{w}{3}, \quad \text{(Abb. 353c)},$$

worin

$$A_2 = \frac{1}{l} \cdot \left[\frac{2}{3} w \cdot \frac{w}{2} \left(2 w + \frac{w}{3}\right) + \frac{2}{3} w \cdot w \cdot \frac{4 w}{3}\right] = \frac{5}{9} w^2,$$

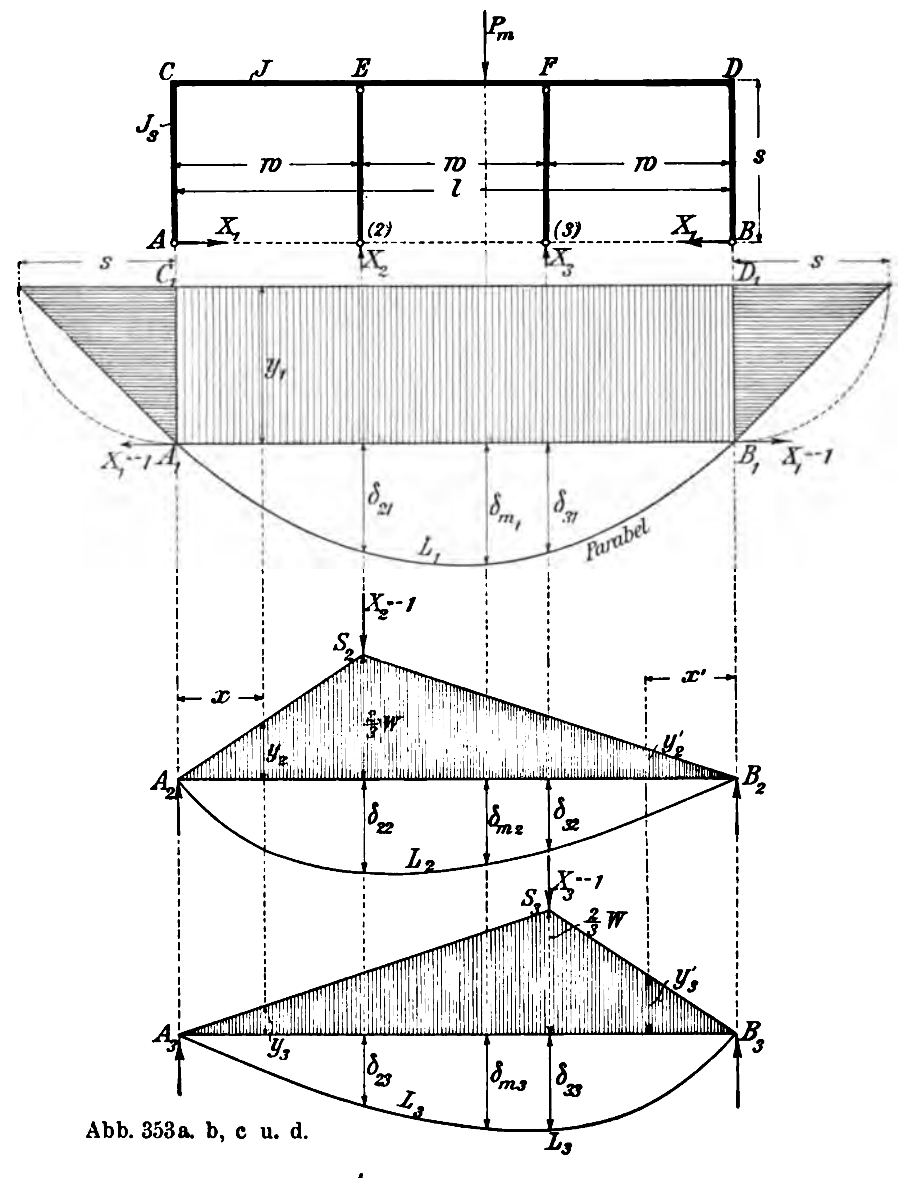


Abb. 353a. b, c u. d.

also

$$\delta_{22} = \frac{4}{9} w^3$$

$$\delta_{23} = A_3 w - \frac{1}{3} w \cdot \frac{w}{2} \cdot \frac{w}{3} \quad \text{(Abb. 353d),}$$

worin

$$A_3 = B_2 = w^2 - A_2 = w^2 - \frac{5}{9} w^2 = \frac{4}{9} w^2$$

$$\delta_{23} = \frac{7}{18} w^3$$

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{1m} = s \cdot \int_0^l \mathfrak{M} \, d x;$$

mit $y_2 = \frac{2}{3}x,\ y_2' = \frac{x'}{3}$ ist (Abb. 353c)

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{2m} = \frac{2}{3}\int_0^w \mathfrak{M} x\,dx + \frac{1}{3}\int_0^{2w} \mathfrak{M} x'\,dx;$$

mit $y_3 = \frac{x}{3}$ und $y_3' = \frac{2}{3}x'$ ist (Abb. 353d)

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{3m} = \frac{1}{3}\int_0^{2w} \mathfrak{M} x\,dx + \frac{2}{3}\int_0^{w} \mathfrak{M} x'\,dx.$$

Die drei Gleichungen lauten

$$\left.\begin{aligned}
\left(3s^2w + \frac{2}{3}s^3\frac{J}{J_s}\right)\cdot X_1 + w^2s\cdot X_2 + w^2s\cdot X_3 &= s\cdot\int_0^l \mathfrak{M}\,dx + EJ\varepsilon t l\\
w^2s\cdot X_1 + \frac{4}{9}w^3\cdot X_2 + \frac{7}{18}w^3\cdot X_3 &= \frac{2}{3}\int_0^w \mathfrak{M} x\,dx + \frac{1}{3}\int_0^{2w}\mathfrak{M} x'\,dx\\
w^2s\cdot X_1 + \frac{7}{18}w^3\cdot X_2 + \frac{4}{9}w^3\cdot X_3 &= \frac{1}{3}\int_0^{2w} \mathfrak{M} x\,dx + \frac{2}{3}\int_0^{w}\mathfrak{M} x'\,dx
\end{aligned}\right\}\quad(9)$$

Für gleichmäßig verteilte Belastung g ist

$$s\cdot\int \mathfrak{M}\,dx = \frac{2}{3}gw^3s$$

$$\frac{2}{3}\int_0^w \mathfrak{M} x\,dx + \frac{1}{3}\int_0^{2w}\mathfrak{M} x'\,dx = \frac{1}{3}\int_0^{2w}\mathfrak{M} x\,dx + \frac{2}{3}\int_0^{w}\mathfrak{M} x'\,dx = \frac{11}{12}gw^4.$$

Mittels des gleichen Verfahrens kann auch die Berechnung solcher mehrstieliger Rahmen erfolgen, deren Querbalken und Mittelsäulen fest verbunden sind. Der Grad der statischen Unbestimmtheit bei z Feldern ist

$$2z - 1.$$

β) Konstruktion einschiffiger Rahmenbauten.

Je nach der Größe des Seitenschubes und der Beschaffenheit des Bodens sowie nach den Anforderungen des Bauwerks hinsichtlich seiner Benutzung werden die zweistieligen Rahmentragwerke mit oder ohne Zugband ausgeführt. Hierbei überwiegen bei den kleinen und mittleren Spannweiten (bis etwa 20 m) die gelenklosen, d. h. im Erdboden oder auf der Unterkonstruktion eingespannten Konstruktionen. Bei großen Spannweiten kommen fast immer Gelenkrahmen zur Ausführung; hierin zeigt sich eine gewisse Ähnlichkeit mit den Wölbbrücken, bei denen die gleichen statischen Rücksichten hinsichtlich Belastung, Temperatur, Raumänderungen des Materials und Nachgiebigkeit des Baugrundes zur Geltung gelangen.

1. Einschiffige Rahmendächer ohne Zuggurte.

a) Eingespannte, gelenklose Konstruktionen.

Mit Rücksicht auf die Art der Bedachung, die eine bestimmte Neigung der Dachhaut bedingt, sind die Bauten mit gebrochenem Obergurt verhältnismäßig zahlreich. Ein Beispiel mit nach der Länge, Breite und Höhe sehr bedeutenden Abmessungen bietet die Drehofenhalle der Sächsisch-böhmischen Portlandzement-Fabrik-A.-G.

in Tschischkowitz (Nordböhmen.)[1] Die Halle bedeckt einen Flächenraum von 2000 m²: sie besteht aus in Abständen von 5,60 m angeordneten einfachen Rahmenbindern mit 20 m Spannweite und 16 m Höhe und hat ohne die an den Giebelseiten stehenden Anbauten eine Gesamtlänge von 83 m (Abb. 354 bis 357). Die Binder sind untereinander durch Mauern und Dachpfetten verbunden. Die Füllwände der Front- und Giebelflächen bestehen aus 15 cm dickem Portlandzement-Ziegelmauerwerk; im oberen Teile ist dieses in der ganzen Länge des Gebäudes durch große Fenster zwischen eisernen Rahmen ersetzt. Die ganze Halle ist ohne Trennungsfugen und ohne Berücksichtigung von Wärmeschwankungen ausgeführt, trotzdem infolge der zahlreichen Ofenanlagen hohe Temperaturen auftreten. Da somit eine Konstruktion vorliegt, welche die Erfahrungen und die Praxis der letzten Jahre absichtlich nicht berücksichtigt, darf man ihrem ungestörten Bestand mit Interesse entgegensehen. Die Dachdecke erscheint insofern bemerkenswert, als sie entgegen den meist üblichen Ausführungen nicht massiv, sondern aus Holz hergestellt ist. Auf den Eisenbetonpfetten sind mittels Holzklötzchen aufgekämmte Holzsparren befestigt, auf die eine mit Dachpappe abgedeckte Bretterschalung aufgenagelt ist; die Dachhaut ist daher sehr wärmedurchlässig. In die Halle sind die zur Aufnahme der Rohmaterialien bestimmten Silospeicher eingebaut; ihre Abdeckung erfolgte mit Rippenbalkendecken; ihre Fundierung reicht auf 5 m Tiefe, die der übrigen Hallenteile auf 3,50 m Tiefe bis zum gewachsenen Boden. Bei der auf graphisch-analytischem Wege durchgeführten statischen Berechnung der Binderrahmen ist die Einspannung 2 m unter dem Fußboden angenommen; es war daher notwendig, die Fundamente im Hinblick auf die zulässigen Bodenpressungen mit bedeutenden Abmessungen zu versehen. Als Belastungen wurden angenommen:

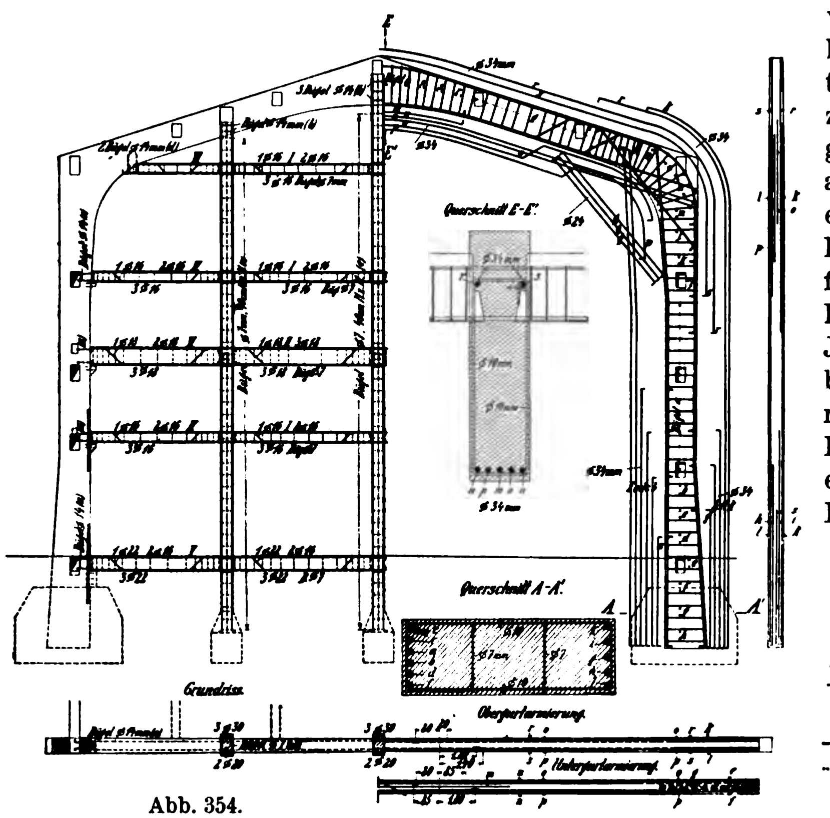


Abb. 354.
Binder der Halle in Tschischkowitz mit Einzelheiten.

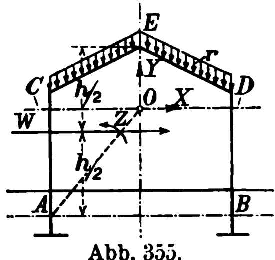


Abb. 355.
Belastungsschema.

Eigengewicht und Schnee (140 kg/m²) . . . . 2600 kg für 1 m Balkenlänge.
Wind 170 kg/m² lotrechter Fläche.

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft III, S. 69 u.



Abb. 357. Innenansicht (zu Abb. 354).

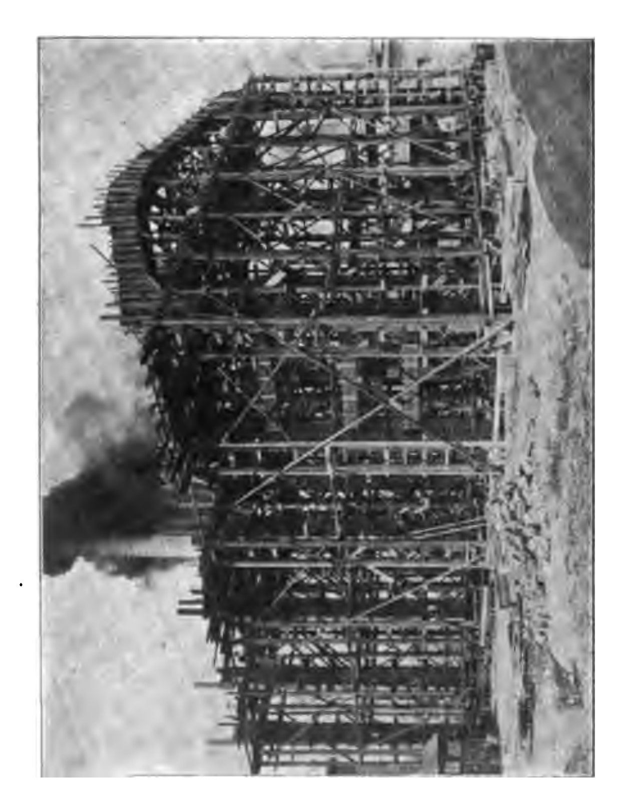


Abb. 356. Einrüstung der Halle (zu Abb. 354).

Aus den lotrechten Lasten ergeben sich die statisch unbestimmten Größen

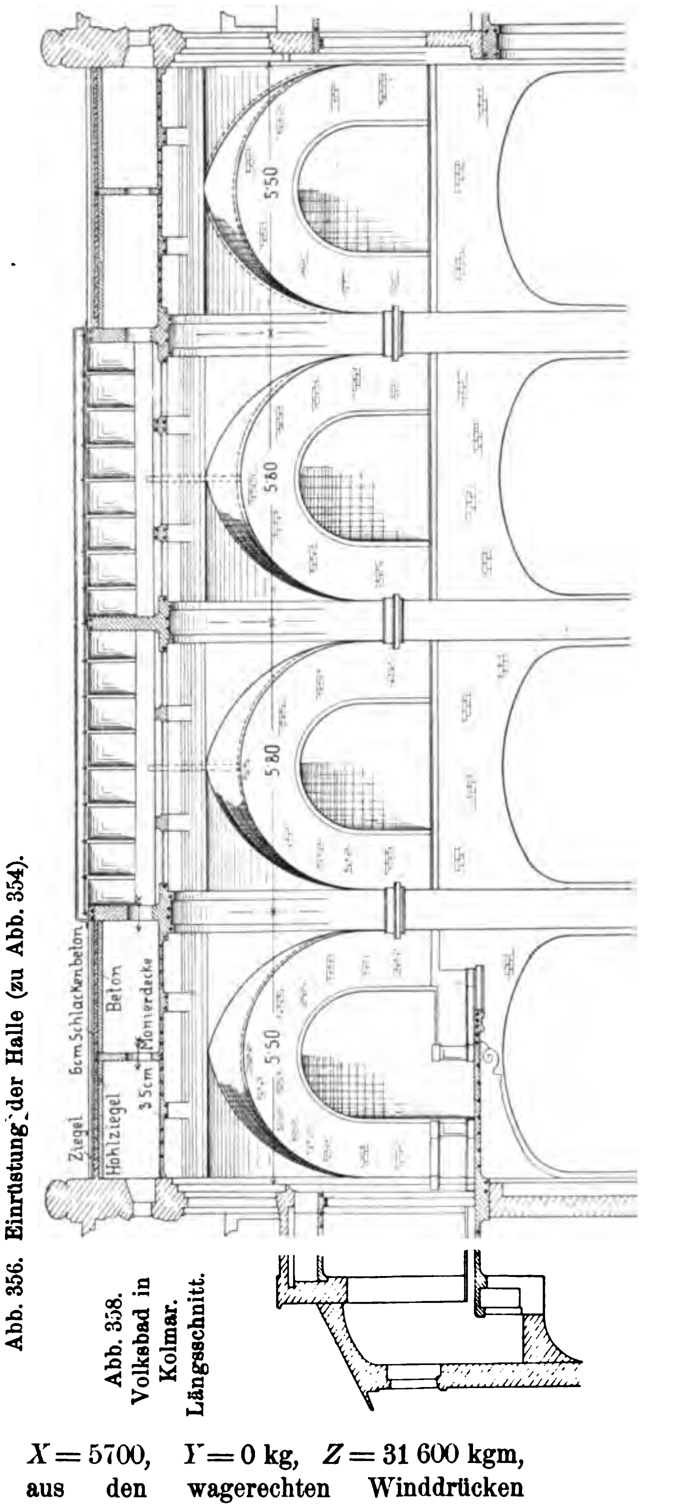


Abb. 358. Volksbad in Kolmar. Längsschnitt.

$X = 5700$, $Y = 0$ kg, $Z = 31\,600$ kgm, aus den wagerechten Winddrücken

$X = 3370$, $Y = 1820$ kg und $Z = 14\,100$ kgm. Die Hauptbewehrung in den Querbalken der Rahmen besteht aus 34 mm dicken Rundstangen, deren Stoßstellen durch Schraubenschlösser verbunden sind. Die Ansicht der Binder und ihrer Bewehrung ist aus Abb. 354, der Zustand während des Baues aus Abb. 356, das Innere der fertigen Halle aus Abb. 357 zu entnehmen. Ausführung Rella u. Neffe, Wien.

Bei der Überdachung des Volksbades in Kolmar i. E.[1]) haben Rahmen mit nach der Mitte an Höhe zunehmenden Querbalken Anwendung gefunden. Bei 22,6 m

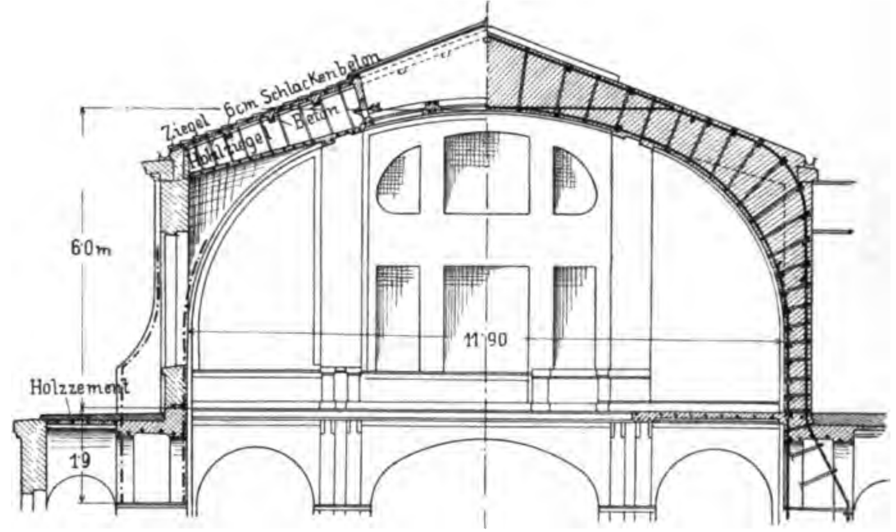


Abb. 359. Volksbad in Kolmar. Querschnitt.

Länge und 11,9 m Lichtweite des überdeckten Raumes beträgt die Spannweite der Binder 12,3 m, die, wie der Längenschnitt (Abb. 358) darstellt, in Entfernungen von 5,5 bis 5,8 m angeordnet sind. Die Ecken der Rahmen sind außerordentlich stark ausgebildet (Abb. 359). Bemerkenswert erscheint die Ausbildung der Dachhaut und das angehängte, von Zieroberlichtern durchbrochene Deckengewölbe (Abb. 33). Ausführung Ed. Züblin in Straßburg.

Ein wegen seiner sorgfältigen Ausführung und der architektonischen Ausgestaltung des Inneren und Äußeren erwähnenswerter Rahmenbau ist das von Wayss u. Freytag auf der Ausstellung in Stuttgart 1908 errichtete Haus für die Materialprüfanstalt der dortigen Technischen Hochschule.[2]) Die tragenden Bauteile

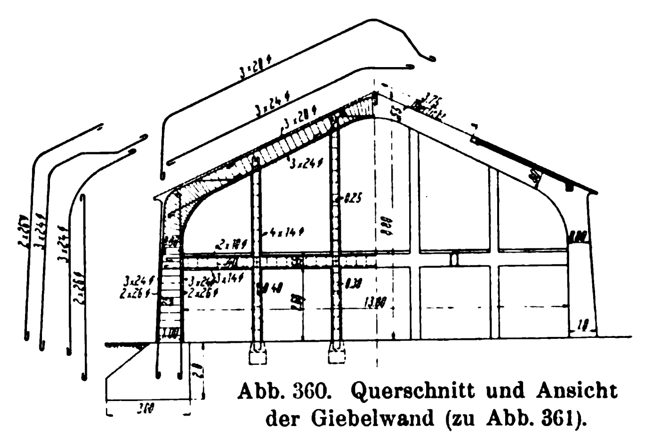


Abb. 360. Querschnitt und Ansicht der Giebelwand (zu Abb. 361).

sind vier gleiche Rahmenträger von 13,8 m Lichtweite, die durch drei Balkenpfetten und die Dachhaut in Verbindung stehen. Die Säulen und Balken der Giebelwand (Abb. 360) sollen nur dekorativen Zwecken dienen, doch sind sie mit den Hauptträgern konstruktiv einheitlich hergestellt. Die Bewehrung der Säulen und Querbalken

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft I, S. 8.
[2]) Beton u. Eisen 1908, Heft X, S. 253.

(Abb. 360, links) besteht aus 20 bis 26 mm starken Rundeisen und greift in die starken Fundamentklötze ein. Die Dachhaut erscheint in der Mitte durchbrochen und durch Glasflächen ersetzt. In die zwischen den lotrechten Eisenbetonsäulen verbleibenden Öffnungen wurden Luginowände eingebaut. Die Berechnung des Tragwerks als eingespannte Rahmen erfolgte für eine Nutzlast von 200 kg/m² Dachfläche und für einen Winddruck von 100 bis 150 kg/m² Seitenwand. Die Pressungen in den Fundamentfugen betragen unter diesen Belastungen 2,5 kg/cm².



Abb. 361. Ausstellungshalle der Technischen Hochschule Stuttgart 1908.

Bei freistehenden Hallen, deren Fronten offen bleiben, wie dies z. B. bei Bahnsteigdächern der Fall ist, bietet eine Krümmung des Querbalkens ästhetische und statische Vorteile. Die Bedachung gewährt den Eindruck zugankerloser Rippenbogen und übt daher eine günstige Raumwirkung aus. Als ein Beispiel hierfür hat H. Rek auf der Stuttgarter Ausstellung 1908[1]) einen Rahmenbau errichtet, der aus drei Bindern von 13 m Spannweite mit beiderseits 4 m vorkragenden Konsolen besteht. Die Verbindung der Rahmen geschieht mit zwei über den Säulen liegenden, an der Unterseite gekrümmten Balken und mit zwei geraden Oberlichtbalken, zwischen denen eine gerippte Dachhaut eingespannt ist (Abb. 362 bis 365). Die Eiseneinlagen der Säulen, Querbalken und Konsolen werden aus der Abb. 364 ersichtlich. Die Lagerung der Säulen ist starr; die Berechnung hat aber unter der Annahme zweier Fußgelenke mit

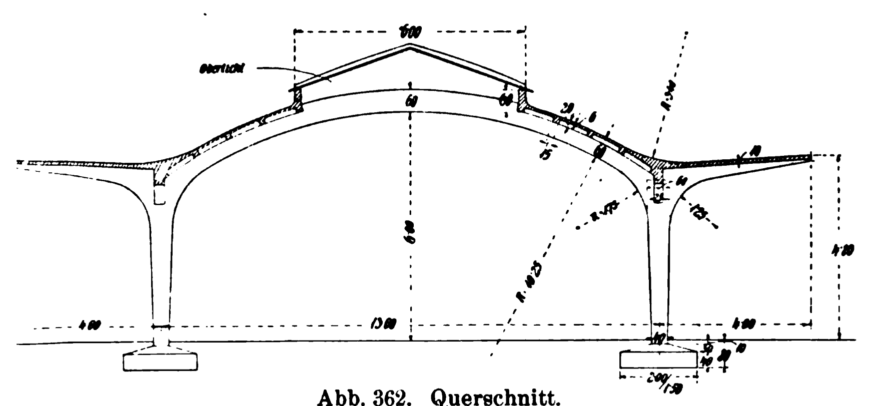


Abb. 362. Querschnitt.
Ausstellungshalle von H. Rek in Stuttgart.

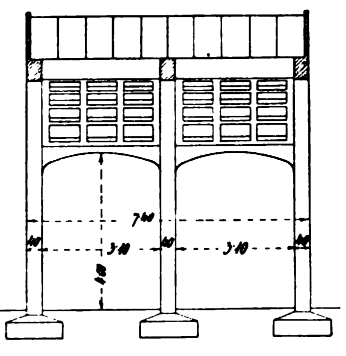


Abb. 363. Firstlängenschnitt (zu Abb. 362).

einer Windbelastung von 40 kg/m² Dachfläche und 150 kg/m² Pfeiler- und Trägerfläche stattgefunden.

Eine der erwähnten Konstruktion ähnliche Ausführung dient auf dem Haupt-

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft XI, S. 278 u. f.

bahnhof in Nürnberg[1]) zur Überdeckung von Bahnsteigen und Gleisen der Hauptbahn (Abb. 366 u. 367). Die Spannweite zwischen den Säulen erreicht das beträchtliche Maß von 18 m, die Überkragung beträgt gegen 7 m, so daß die gesamte Hallenbreite etwa 32 m ausmacht. Auch die Binder liegen in großen Abständen (Abb. 367) und sind durch Längs- und Querrippen mit Dachhaut verbunden. Für die Beleuchtung dienen über den Säulenreihen und in der Dachmitte liegende Oberlichter, die sich auf 9,87 m über Schienenoberkante erheben. Die Säulenfüße reichen 3,87 m in den Boden. Ausführung Dyckerhoff u. Widmann A.-G. in Nürnberg.

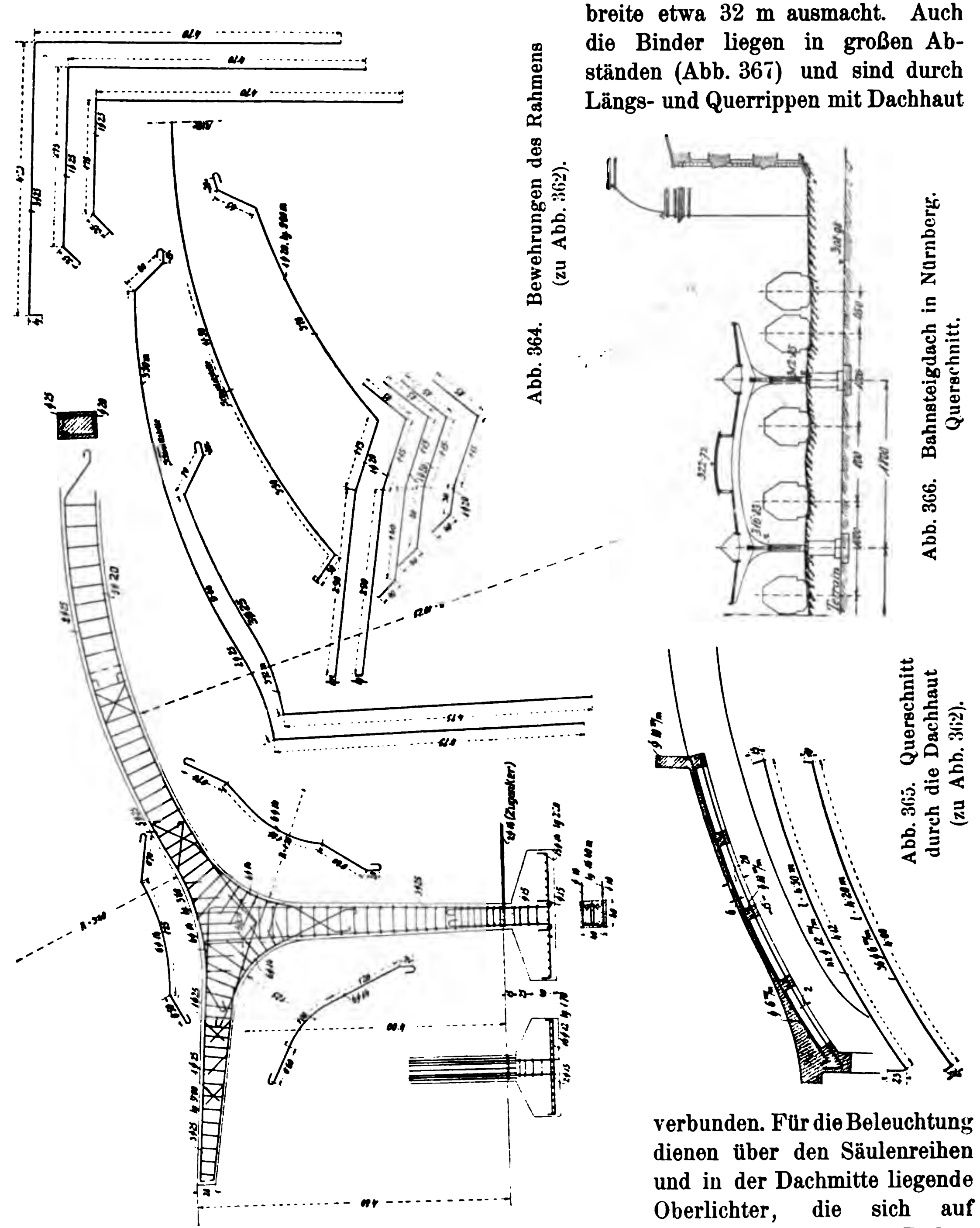


Abb. 364. Bewehrungen des Rahmens (zu Abb. 362).

Abb. 366. Bahnsteigdach in Nürnberg. Querschnitt.

Abb. 365. Querschnitt durch die Dachhaut (zu Abb. 362).

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft V, S. 113 u. f.

Die Vorteile von Eisenbetonhallen auf Bahnhöfen beginnen auch in England gewürdigt zu werden, wofür die auf dem Güterbahnhof in New Castle ausgeführte erwähnt wird.[1])

Da die Formengebung des Materials keine Schranken kennt, lassen sich die Rahmenkonstruktionen jeder für den Zweck des Gebäudes passenden Form anschließen,

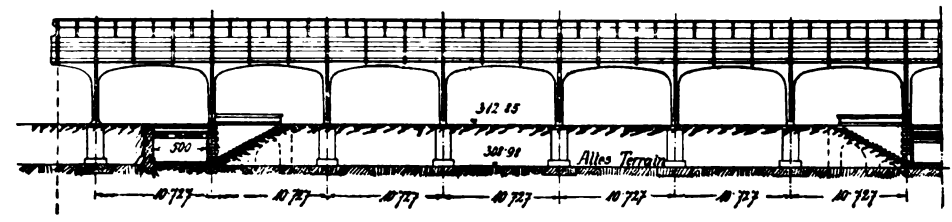


Abb. 367. Längsschnitt (zu Abb. 366).

so daß beliebig gestaltete Säulen und Querbalken ausführbar sind; es bedarf jedoch keiner weiteren Begründung, daß hiermit stets ein Mehraufwand an Baustoff verbunden sein muß. Als Beispiel sei die Turnhalle der Selekten- und Englisch-Fräulein-Schule zu Frankfurt a. M. kurz beschrieben.[2]) Die in der Abb. 368 dargestellte Rahmenkonstruktion wurde nach W. Ritter (Graphische Statik IV) berechnet, indem zunächst die Achse des Stabzuges genau aufgezeichnet und entsprechend den wechselnden Trägheitsmomenten in 17 Abschnitte geteilt ist. Für die einzelnen Querschnitte sind die elastischen Gewichte und damit die Elastizitätsellipsen bestimmt und eingezeichnet (Abb. 369). Da die Form des Rahmens symmetrisch ist, war diese Arbeit nur für 9 Querschnitte durchzuführen. Die Herstellung der Konstruktion geschah derart, daß zuerst die Stampfbetonfundamente mit den nötigen Eiseneinlagen zur Ausführung kamen, worauf behufs Hochführung der Umfassungswände, in denen die Querschnitte für die Säulen ausgespart wurden, eine Unterbrechung der Betonarbeiten eintrat. Nach Aufstellung einer inneren Schalung sind die Säulen zwischen dieser und dem Mauerwerk gestampft; die Betonierung der Querbalken erfolgte zwischen Schablonen, die für mehrere Balken benutzt wurden, da sie schon nach zwei Tagen abgenommen werden konnten. Nach Fertigstellung des

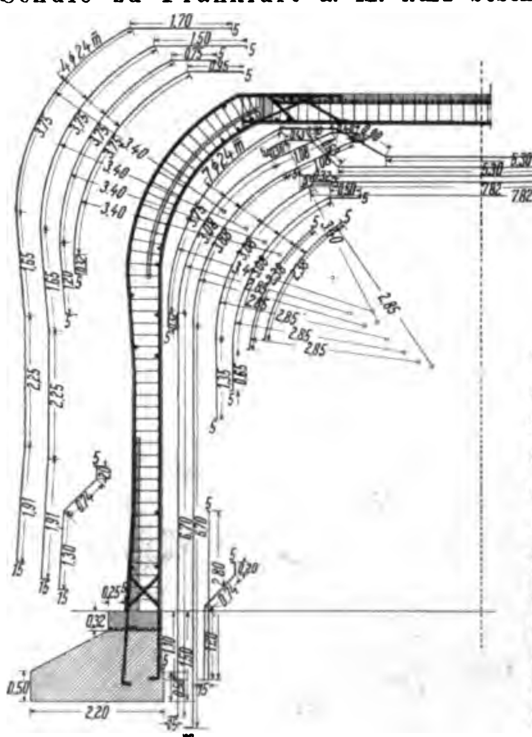


Abb. 368. Querschnitt und Bewehrungs-Schema (zu Abb. 370).

[1]) Zement und Beton 1907. S. 62.
[2]) Beton u. Eisen 1908. Heft VII. S. 187 u. f

Abb. 369. Graphostatische Untersuchung (zu Abb. 368).

Tragwerks ist die gekrümmte verbindende Monierdecke ausgeführt worden. Das Innere des Turnsaals zeigt die Abb. 370. Ausführung von Fabig u. Mulack in Frankfurt.

Welch leichte Formen das Material gestattet und wie es auch dort mit dem Eisen in Wettbewerb tritt, wo dieses bis in die jüngste Zeit alleinherrschend zu sein schien, zeigt der in den Abb. 371 bis 376 dar-



Abb. 370. Turnhalle in Frankfurt (hierzu die Abb. 368 u. 369.)

gestellte Entwurf einer Reithalle in Dresden. Die Reitbahn hat eine lichte Länge von 30 m und eine Breite von 12 m, ist von einer 3 m hohen Eisenbetonwand und einer 2 m breiten Galerie umgeben, die sich an die Längsseiten und an eine Querseite anschließt. Die Überdeckung erfolgte mit einem Traggerüst aus 3 m entfernt stehenden Rahmen, die aus den lotrechten Lastsäulen und den Querbalken bestehen; letztere haben oben trapezförmige, unten bogenförmige Be-

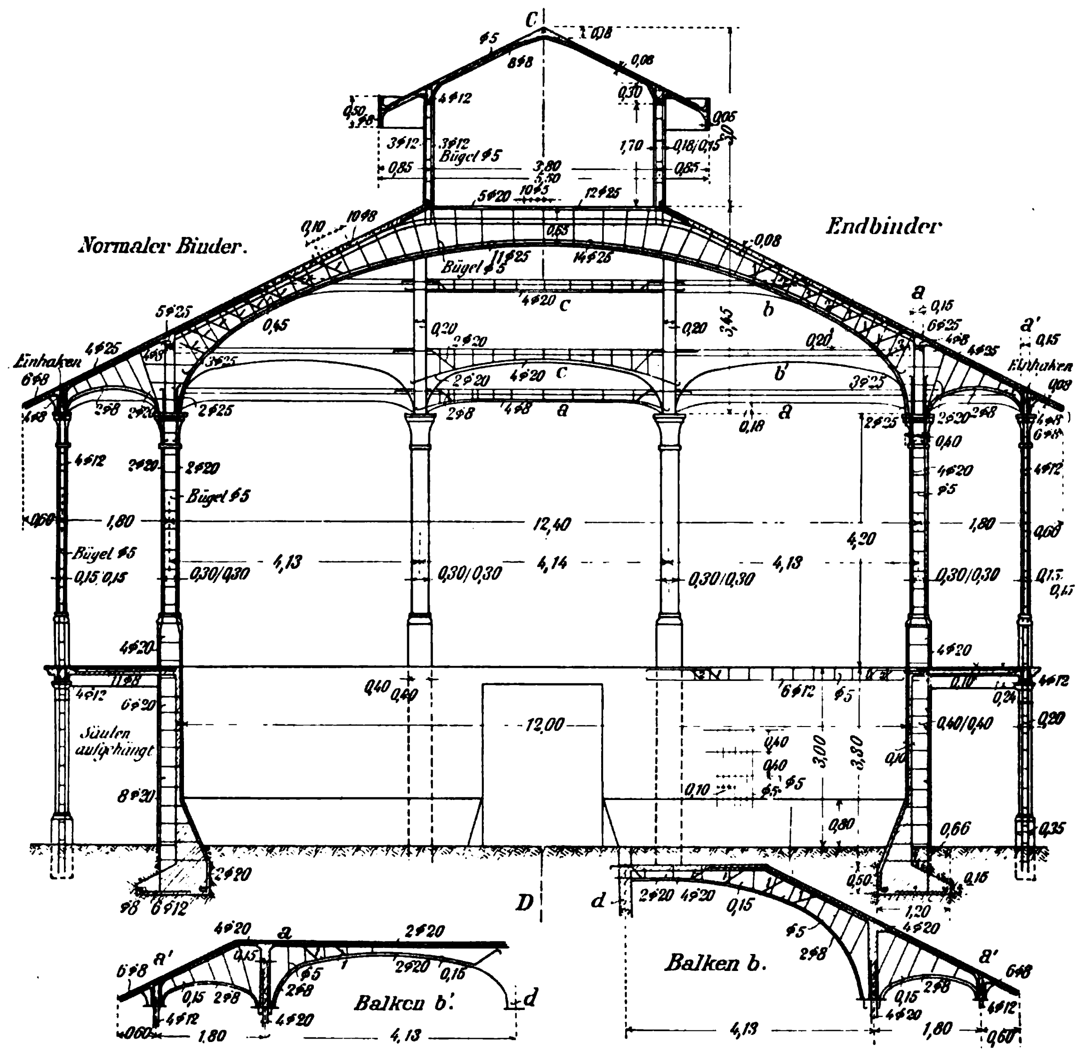


Abb. 371 bis 373. Querschnitt AB (s. Abb. 374 u. 376) der Reithalle in Dresden. Ansicht der Balken b und b' (Grundriß in Abb. 376).

grenzung und kragen 2,40 m über. Im Abstande von 1,80 m von den Lastsäulen sind Hängesäulen angeordnet, welche die außerhalb der Reitbahn liegende Galerieplatte tragen, deren Lasten nach oben auf die Kragarme der Querbalken übertragen werden. Die unterhalb der Galerie stehenden Säulen haben keine konstruktive Bedeutung. Diese Anordnung hat eine wesentliche Entlastung der Rahmenkonstruktion, die zwischen Galerie und Dachplatte allseitig offen ist, zur Folge und bietet den Vorteil, daß die statische Unbestimmtheit des Systems in solchen Grenzen bleibt, die eine genaue Be-

rechnung ermöglichen. Die statische Untersuchung erfolgte unter der Annahme völliger unverschieblicher Einspannung der Lastsäulen in den Fundamenten für eine lotrechte Belastung durch Schnee von 100 kg/m² Dachfläche, für 400 kg/m² Nutzlast auf den Galerien und für einen Winddruck von 125 kg/m² lotrechter Fläche der Konstruktion. Die Versteifung in der Längsrichtung erfolgte durch über den Lastsäulen liegende Balken mit starkgekrümmter Unterseite (Abb. 371 bis 374). Entwurf Dr. Ing. Saliger für Alphons Custodis.

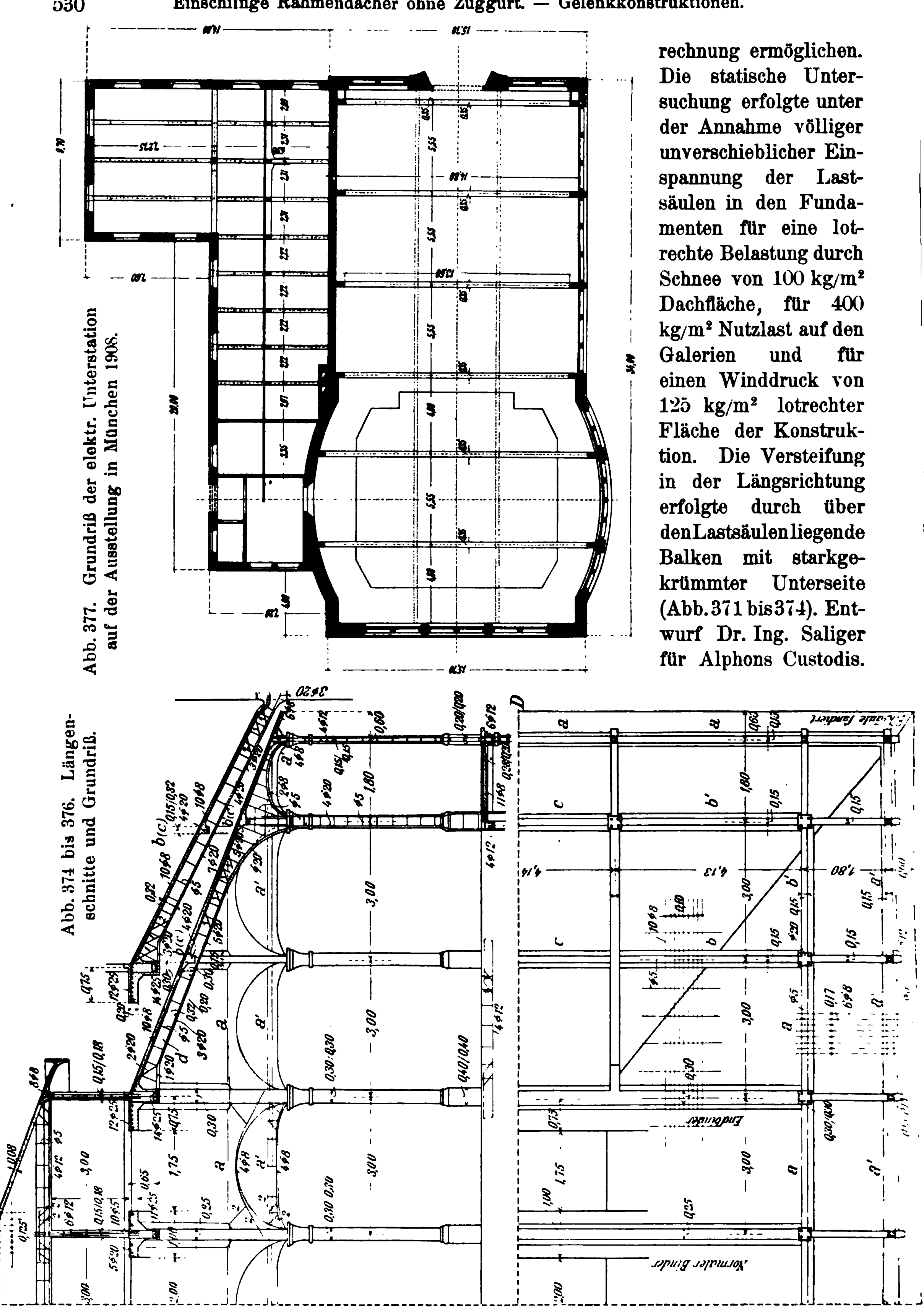


Abb. 377. Grundriß der elektr. Unterstation auf der Ausstellung in München 1908.

Abb. 374 bis 376. Längenschnitte und Grundriß.

b) Gelenkkonstruktionen.

Die gekrümmten Querbalken erfahren auch bei den mit Gelenken (meist 2 Fußgelenken) ausgestatteten Rahmenbauten wegen statischer und ästhetischer Rücksichten eine Bevorzugung. So ist der Bau der elektrischen Unterstation auf der Ausstellung in München 1908,[1]) der 34 m lang, 14,8 m breit ist und den Schalt- und

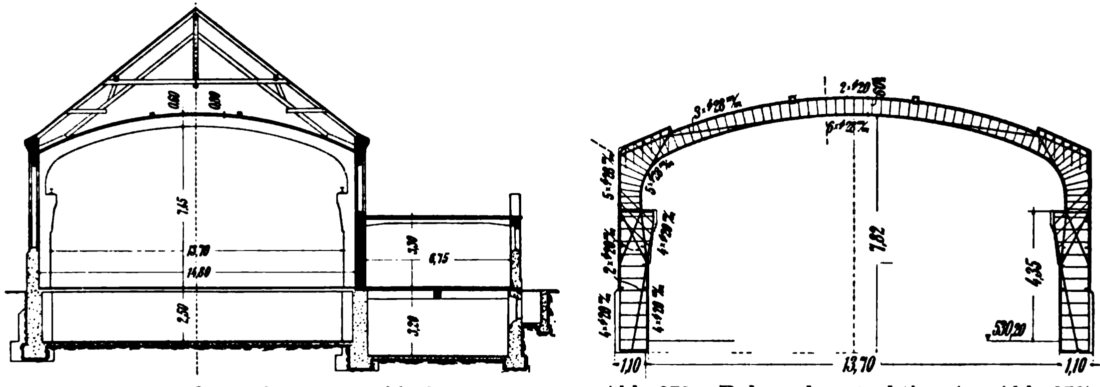


Abb. 378. Querschnitt (zu Abb. 377). Abb. 379. Rahmenkonstruktion (zu Abb. 378).

Maschinenraum enthält, durch steife Rahmen mit gekrümmten Querbalken in Abständen von 5,55 m überdeckt (Abb. 377 bis 380). Ihre Verbindung erfolgt mit einer 6 cm dicken, durch Längsbalken versteiften wölbförmigen Platte, über welcher ein freigespanntes hölzernes Dach liegt. Die lotrechten Säulen treten nach innen vor und besitzen Konsolvorsprünge, die als Auflagerung für einen Laufkran mit 12 t Tragfähigkeit dienen. Die Rahmensäulen sind über dem Kellerfußboden (Abb. 379) gelenkig aufgestellt, und demnach ist auch das ganze Tragwerk als Zweigelenk-

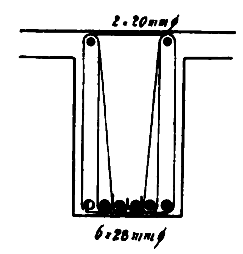


Abb. 380. Rahmenquerschnitt (zu Abb. 379)



Abb. 381. Pavillon von Dyckerhoff u. Widmann auf der Nürnberger Ausstellung 1906.

rahmen berechnet. Ausführung Leonhard Moll in München.

Eine ähnliche Konstruktion, der Pavillon der Firma Dyckerhoff u. Widmann auf der Ausstellung in Nürnberg 1906,[2]) besteht aus 2 Rahmenbindern von

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft XV, S. 368 u. f.

[2]) Beton u. Eisen 1906, Heft X, S. 259. Deutsche Bauztg. 1906, Mitteilungen über Zement usw., S. 71.

18 m Spannweite, die bei einem Abstande von 4 m durch eine 14 cm dicke, mit einem wasserdichten Mörtelüberzug versehene Platte von 5,90 m Breite verbunden sind (Abb. 381). Die Gelenke an den Säulenfüßen sind so ausgebildet, daß die Eiseneinlagen in das mittlere Drittel zusammengeführt sind und in das Fundament hinabreichen, während in den beiden äußeren Dritteln durch doppelte Dachpappeneinlagen offengehaltene Fugen vorhanden sind; es ist demnach eine angenäherte Gelenkwirkung

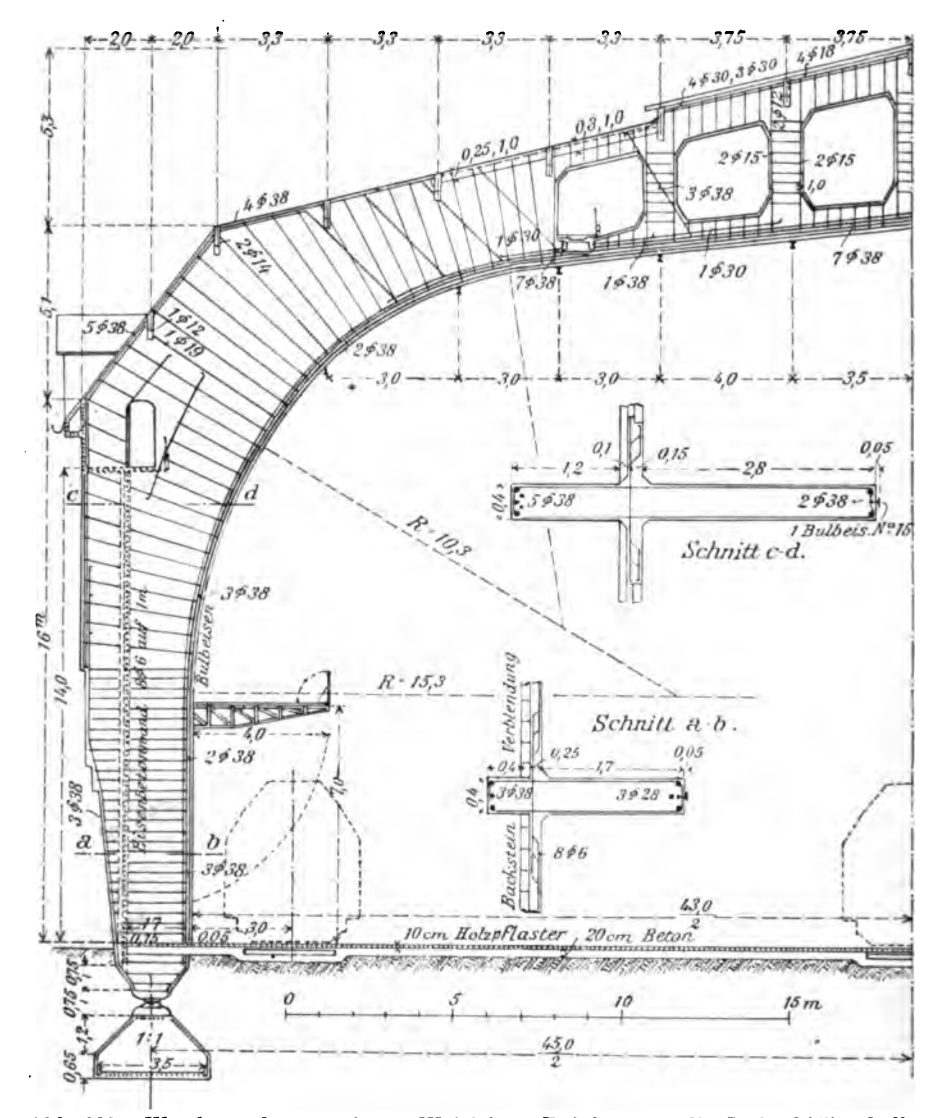


Abb. 382. Wettbewerbentwurf von Weirich u. Reinken für die Luftschiffbauhalle in Friedrichshafen.

vorhanden, die auch bei anderen Rahmenkonstruktionen in gleicher Weise erzielt worden ist. Die Lichthöhe des Pavillons beträgt 7,5 m, die Scheitelhöhe der Binder 0,75, ihre Breite 0,3 m.

Bei weitgespannten Hallenbindern müssen die Gelenke in ähnlich präziser Form ausgebildet werden, wie dies bei Eisenkonstruktionen der Fall ist. Erreichen die Querbalken eine bedeutende Höhe, so bieten viereckige oder polygonale Aussparungen

Vorteile im Materialaufwand und in der Raumwirkung. Diese Gesichtspunkte gelangten bei dem Wettbewerbentwurf von Weirich u. Reinken in Kiel für die Luftschiffbauhalle in Friedrichshafen zur Geltung.[1]) Die Binder (Abb. 382) liegen in Abständen von 5 m, besitzen 45,5 m Spannweite und Stahlgelenke. Zur Vermeidung der langen unschönen wagerechten Unterkanten ist den Querbalken ein Stich von 1,2 m über dem vorgeschriebenen Lichtprofil gegeben, wodurch gleichzeitig eine günstige Dachneigung erzielt wird. Die Walmung des Daches längs der Traufkanten bezweckt Materialersparnis und belebt die Umrißlinien. Aus Gründen der Materialersparnis und des besseren und leichteren Aussehens erscheinen die mittleren Teile der Querbalken als Pfostenträger ausgebildet. Die Hallenlänge von 160 m ist durch drei Bewegungsfugen in vier Abschnitte von je 40 m Länge geteilt; an diesen Stellen sind Doppelbinder angeordnet. Die Aussteifung übernehmen die am Obergurt liegende 8 cm dicke Dachplatte und 15,50 cm starke Rippen. Die Säulen sind durch wegen der Isolierung mit 15 cm reichlich stark angenommene Eisenbetonfüllwände verbunden.

Ein anderer der 28 Eisenbetonentwürfe unter den 73 eingelangten Wettbewerbsarbeiten für die erwähnte Luftschiffbauhalle, der von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Abt. Stuttgart, schlägt die Konstruktion von Eingelenkbogen vor, die in Abständen von 8 m liegen, im Boden eingespannt und an den Scheiteln mit Gelenken ausgerüstet sind. Sie stellen daher zweifach statisch unbestimmte Tragwerke dar.[2]) Zur Ausführung sind solche Eingelenkbogenbinder noch nicht gelangt.

2. Einschiffige Rahmenbauten mit Zuggurten.

Die zur Aufnahme des Seitenschubes eingelegten Zuggurte verbinden entweder die Kämpfer der bogenförmigen Querbalken in ähnlicher Weise wie bei Rippenbogen, oder sie werden unterhalb des Fußbodens angebracht. Die letztere Ausführungsart gewährt in bezug auf den freien Raum und die einfache klare Rechnungsgrundlage Vorteile, doch ist der erforderliche Materialaufwand bedeutender als bei hochliegenden Zugankern. Bei einer Ausführung dieser Art,[3]) der Färbereihalle der Segeltuchfabrik in Hessisch-Lichtenau (Abb. 383), erwiesen sich die einbetonierten Zugbalken notwendig im Hinblick auf die Betriebserfordernisse, welche die Anbringung der Transmissionen in gleicher und vorgeschriebener Höhe bedingten. Die Halle ist 60 m



Abb. 383. Färbereihalle in Hessisch-Lichtenau.

[1]) Deutsche Bauztg. 1909, Mitteilungen über Zement usw., S. 18. Beton u. Eisen 1909, Heft I, S. 17 u. 18.
[2]) Beton u. Eisen 1909, Heft I, S. 12 u. f.
[3]) Beton u. Eisen 1908, Heft III, S. 55 u. f. und Tafel V.

lang und 11,24 m im Lichten breit; die Binder liegen in Abständen von 4 m und sind steife eingespannte Bogenrahmen mit aufgenommenem Seitenschub (siehe Abb. 32 im Handbuch IV, 2, 1, S. 206). Zur Vereinfachung der Berechnung sind Fußgelenke, die in der Mitte der Fundamentplatten (1 m unter dem Boden) liegen, und gelenkige Anschlüsse der Zugstangen angenommen (vgl. Abb. 339). Da jedoch tatsächlich eine gelenklose Konstruktion durchgeführt ist, wurde den Biegungsmomenten durch eine entsprechende Eisenbewehrung Rechnung getragen. Als Belastungen sind außer dem Eigengewicht ein Winddruck von 125 kg/m² senkrecht getroffener Fläche, ein Schneedruck (einschließlich Begehen) von 100 kg/m² und eine Belastung von 45 kg/m² durch die aufgehängten Transmissionen und Arbeitsmaschinen angenommen. — Die Herstellung der Säulen geschah durch Einstampfung des Betons in die rechteckigen Aussparungen von 25 · 38 cm, welche in den aus Ziegeln gemauerten und an den Bindern entsprechend verstärkten Seitenwänden belassen wurden (vgl. obengenannte Abbildung), so daß für sie nur eine einseitige Schalung notwendig war. Um eine Ablösung der Füllungswände von den Eisenbetonsäulen auszuschließen und um ihr Gewicht statisch nutzbar zu machen, sind in das Mauerwerk Flacheisen von 8 · 30 mm Querschnitt und 1200 mm Länge eingelegt, so daß eine ungleiche Bewegung nicht möglich wird. Das ganze Gebäude ist durch zwei quergerichtete Bewegungsfugen in 3 Teile von 22 + 16 + 22 m zerlegt. An diesen Stellen sind die Längspfetten als 2 m auskragende Konsolen ausgebildet. Entwurf von Dr. Ing. Saliger für die ausführende Firma W. Zimmermann u. Co. in Kassel.

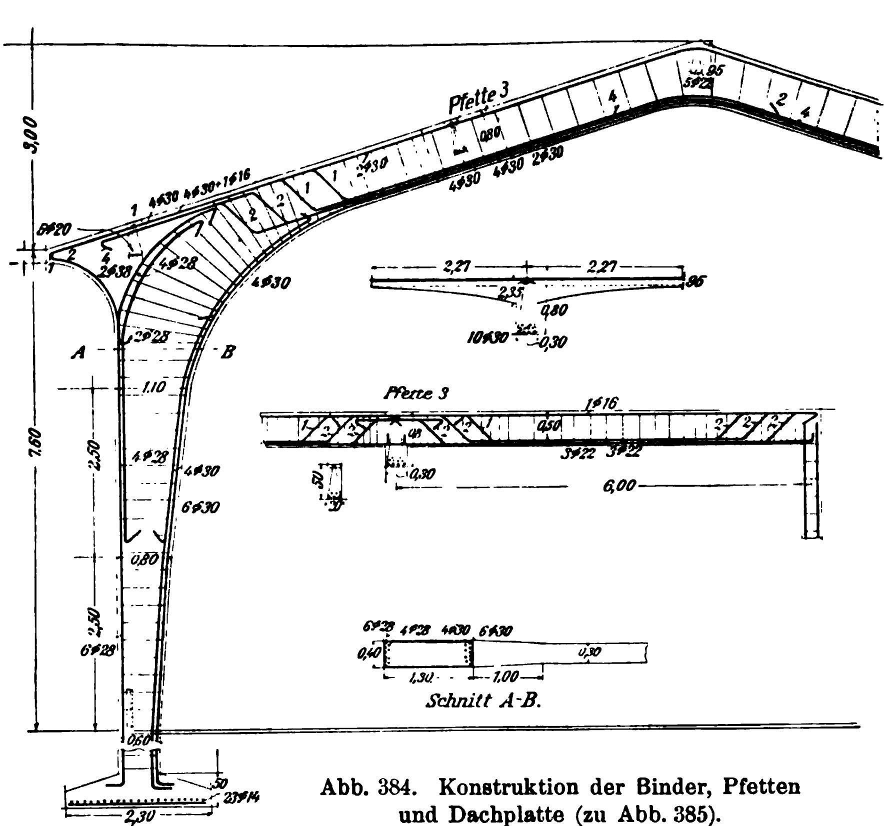


Abb. 384. Konstruktion der Binder, Pfetten und Dachplatte (zu Abb. 385).

Ein Beispiel für steife Rahmen mit unter dem Fußboden liegenden Zugankern bietet der ringförmige Lokomotivschuppen auf Bahnhof Westerholz, der zunächst für die Unterkunft von drei Lokomotiven berechnet ist. Die Spannweiten der Binder (Abb. 384 u. 385) betragen 16,6 m, die Entfernungen der Säulen an der Außenseite 7,2 m, an der Innenseite 4,3 bzw. 5,31 m. Trotz der starren Lagerung der Säulen in den Fundamenten ist die statische Untersuchung für einen Rahmen mit Fußgelenken

durchgeführt worden. Die aus Eisenbeton bestehenden Seitenwände, in denen sich große Fensteröffnungen befinden, sind freitragend ohne Fundierung zwischen den Säulen der steifen Rahmen eingespannt, so daß ihr Eigengewicht und die auf sie wirkenden Windkräfte ebenfalls auf die Rahmenfundamente übertragen werden. Die Giebel sind als Eisenbetonpfostenwände ausgebildet. Bezüglich der Pfetten sei bemerkt, daß sie für ein Mittenmoment von $\frac{g l^2}{8}$ berechnet sind, da infolge der Knickung von der Kontinuität im theoretischen Sinne abzusehen ist. Ausführung Lolat-Eisenbeton-A.-G. in Düsseldorf.[1])

Abb. 385. Lokomotivschuppen auf Bahnhof Westerholz.

Am zweckmäßigsten sind naturgemäß jene Rahmenformen, die sich der Drucklinie anschmiegen, also die parabelähnlich gestalteten Binder, weil in ihnen die Momentenwirkungen am kleinsten sind. Deshalb kann der Parabelbinder bei großen Spannweiten und auch unter ungünstigen Verhältnissen mit dem Eisenbau in erfolgreichen Wettbewerb treten, wie der Markthallenbau in Breslau beweist.[2]) Bei einer Länge von 86 m und einer Breite von 43 m

Abb. 386. Querschnitt des Hauptschiffes (zu Abb. 389).

[1]) Zeitschrift Eisenbeton 1908.
[2]) Deutsche Bauztg. 1908. Mitteilungen über Zement usw., S. 49 u. f. — Beton u. Eisen 1908, Hefte II, V u. VII.

bedeckt er eine Fläche von 3350 m² (Abb. 386 bis 389). Das Hauptschiff besitzt eine freie Spannweite von 19 m und eine Gesamthöhe bis zur Laterne von 21 m. Von der Haupthalle zweigen einerseits die 17 m langen und 12 m breiten Nebenhallen (Abb. 387), anderseits 6 bis 7 m breite Seitenschiffe ab, die mit flachen Dächern abgeschlossen sind. Rings um die Halle und an einer Stelle auch quer durch die Halle laufen Galerien, 4,75 m über dem Fußboden und von diesem durch 4 Treppen zugänglich. — Aus dem in der Abb. 386 dargestellten Hallenquerschnitt ist zu entnehmen, daß die Binderform der Drucklinie angepaßt ist, die sich an keiner Stelle allzuweit aus dem Querschnittskern entfernt; hieraus ergibt

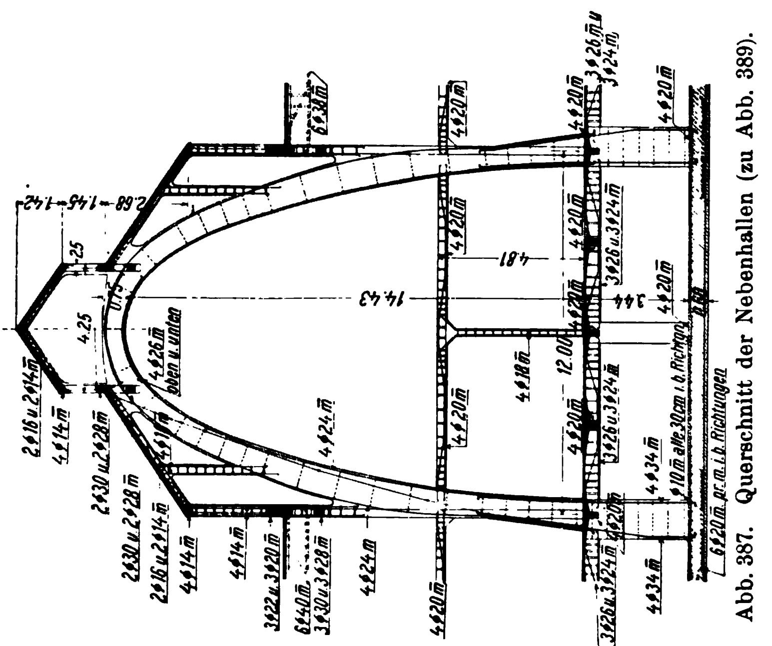


Abb. 387. Querschnitt der Nebenhallen (zu Abb. 389).

Abb. 388. Hauptlängenschnitt (zu Abb. 389).

sich eine bedeutende Ersparnis gegen die rechteckigen Rahmen. Spannweiten von 40 bis 50 m, wie sie die Hallen der großen Bahnhöfe aufweisen, könnten mit denselben Konstruktionen in Eisenbeton bewältigt werden.

Durch die von den Hauptlängsträgern unter dem Laternenbau übertragenen großen Einzellasten von mehr als 50 t wird die Stützlinie plötzlich stark nach unten abgelenkt, durch die Einzellasten der Entlastungsrahmen nur wenig angezogen, um schließlich, durch die großen Lasten über dem Widerlager abermals abgelenkt, sehr steil am Binderfuß auszutreten. Der Seitenschub übersteigt unter keiner Belastung 30 t und wird durch Zugstangen aufgenommen, die in der Kellerdecke einbetoniert sind (Abb. 386). Das ganze Bauwerk ruht auf



Abb. 389. Markthalle in Breslau.

einer massiven Eisenbetonplatte. Die die Oberlichtkonstruktion tragenden, nahezu 2 m hohen **Längsträger** zwischen den 12 m voneinander entfernten Hauptbindern sind als Pfostenfachwerke ausgebildet (Abb. 388), um Material und Gewicht zu ersparen, hauptsächlich aber wegen des leichteren und gefälligeren Aussehens. Die **Rundeiseneinlagen der Hauptbinder** sind 34 mm stark und in Anbetracht der erforder-

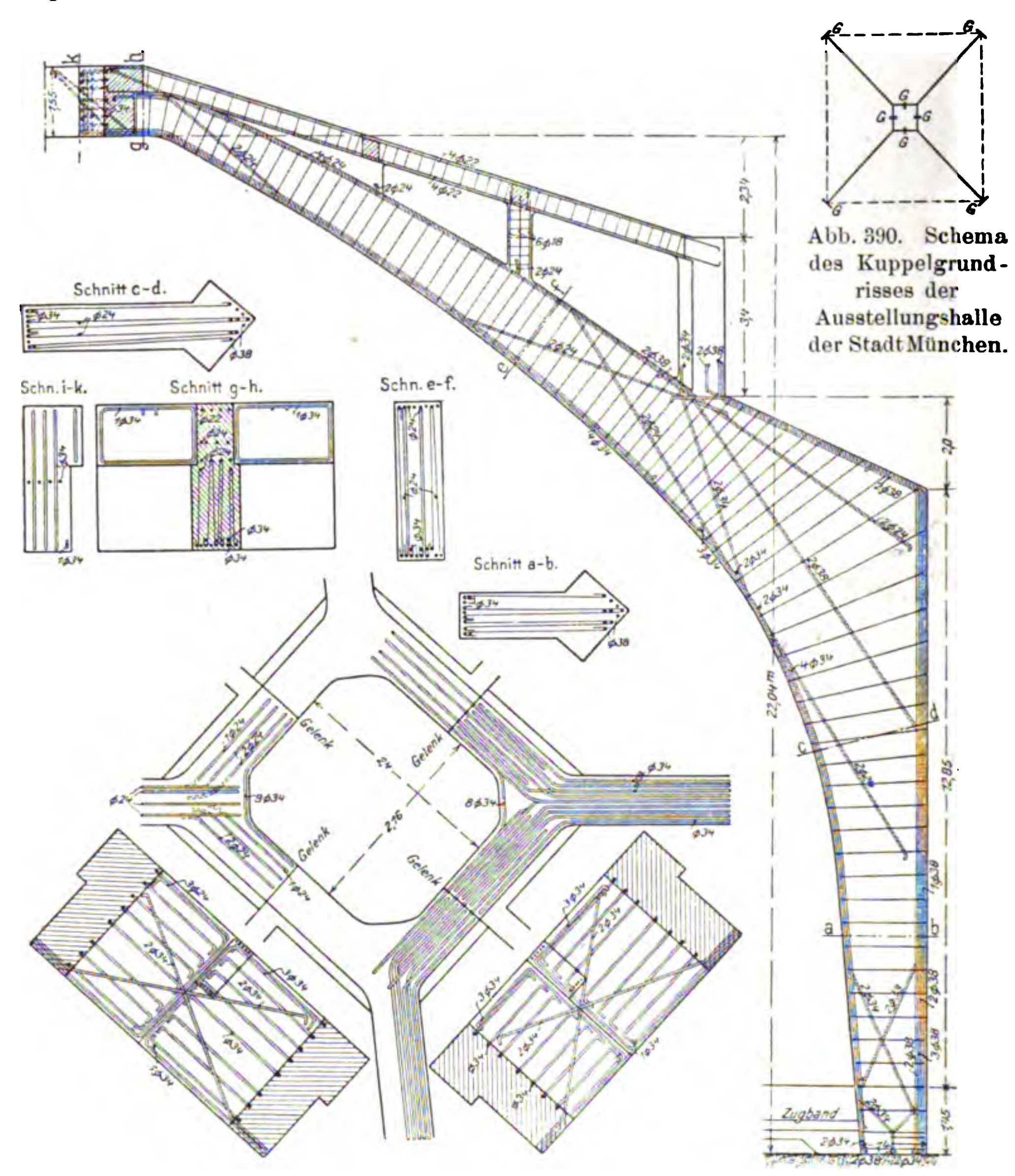


Abb. 390. Schema des Kuppelgrundrisses der Ausstellungshalle der Stadt München.

Abb. 391. Ansicht der Diagonalbinder, deren Schnitte und (unten) Grundriß und Querschnitte des Kuppelringes (s. Abb. 390).

lichen großen Längen aus drei Teilen zusammengesetzt. Da das Schweißen auf der Baustelle mißlich und die Herstellung der Stöße durch Übergreifen ungenügend erschien, sind die Stangen mit Spannschlössern an Gewinden versehen. Die **Sparren der Laternen** liegen in Abständen von 3 m und bilden mit den Fensterstützen

steife Rahmen von 7 m Spannweite, deren Füße sich auf die Pfostenlängsträger aufstützen (Abb. 386). In ähnlicher Weise sind die Sparren der unteren Dachfläche ausgebildet. Durch Pfetten ist die Dachhaut in Felder von 3 · 4,5 m geteilt, die kreuzweise bewehrt sind.



Abb. 392. Ausführung des Kuppeldaches (zu Abb. 390).

Zur Erhöhung der Wärmehaltung der heizbaren Halle wurde die Doppelbiberschwanzdeckung nicht unmittelbar auf den Beton verlegt, sondern zunächst sind Rahmenhölzer mit Schraubenbolzen an der Betonhaut befestigt, in den Zwischenräumen Korkplatten mit Goudron an die Betonoberfläche angeklebt, und darauf ist die Lattung für die Dachdeckung aufgenagelt. Ausführung Karl Brandt in Breslau.

Eine die Spannweite und Höhe der Rahmenbinder der Markthalle in Breslau weit übertreffende und wegen der Anordnung von Gelenken äußerst bemerkenswerte Konstruktion ist in der Ausstellungshalle der Stadt München am Ausstellungspark an der

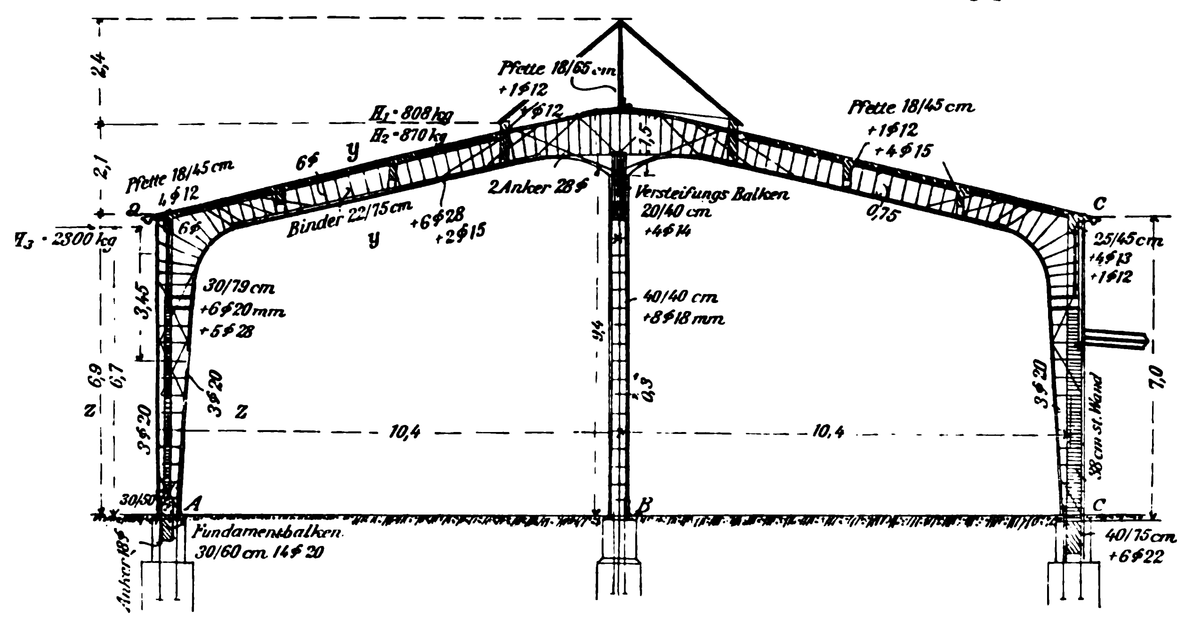


Abb. 393. Querschnitt der Straßenbahnwagenhalle in Nürnberg (zu Abb. 396).

Theresienwiese verwirklicht.[1]) Der mittlere Kuppelbau der Halle besteht aus der Dachhaut, aus den Dachträgern und Dachsäulen und aus den beiden Diagonalbindern. Aus den vier Ecken vereinigen sich, parabelförmig nach der Mitte ansteigend,

[1]) Deutsche Bauztg. 1908. S. 688 u.

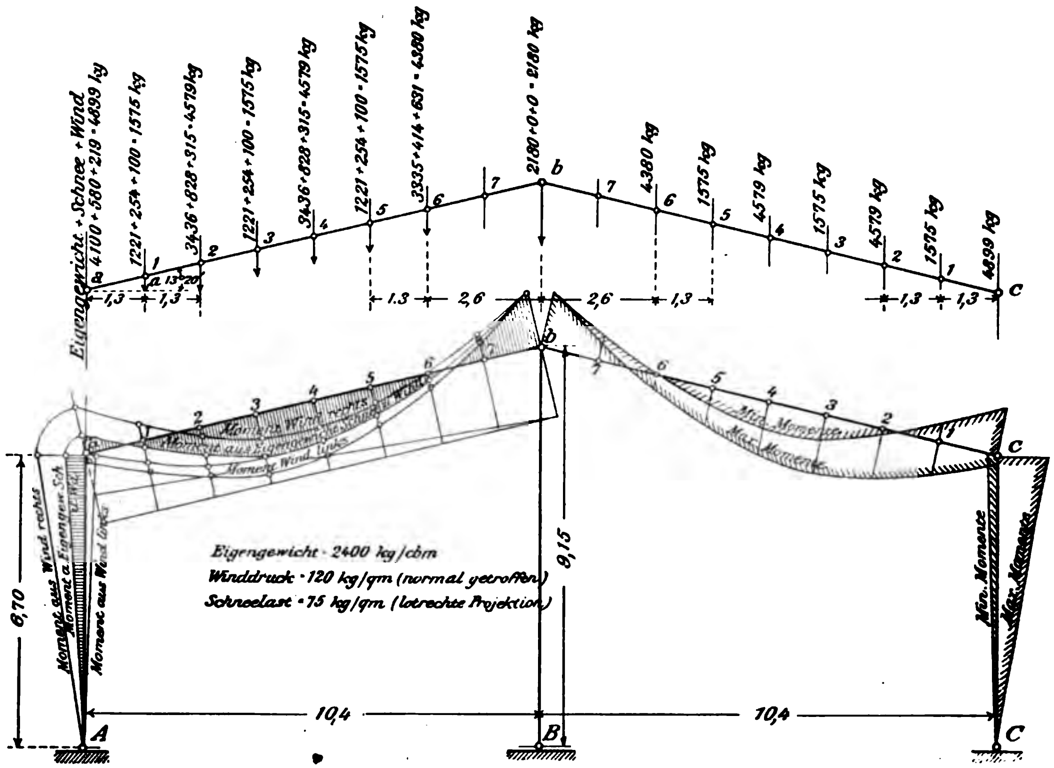


Abb. 394. Kraft- und Momenten-Schemen des Rahmenbinders (zu Abb. 393).

vier Bogen zu bedeutender Wirkung (Abb. 390). Um die Konstruktion auch praktisch durchführen zu können, wurde in der Mitte eine Aufteilung des Querschnitts eines Binders vorgenommen und ein rechteckiger Kranz geschaffen, in dessen Seitenmitten je ein Gelenk angeordnet ist; die Fußgelenke sind ähnlich jenen in den Seitenhallen (Handbuch IV, 2, 2, S. 480) ausgebildet. Es ergaben sich dadurch zur Vereinfachung der statischen Untersuchung und der Konstruktion zwei Dreigelenkbogen von 37 m Stützweite und 22 m Höhe (Abb. 391). Die Seitenschübe von 44,5 t werden durch diagonal unter dem Fußboden liegende Zugbänder aufgenommen. Diese bestehen aus zwei Winkeln 120 · 120 · 11 und sind mit Beton umhüllt; ihre Beanspruchung beträgt 970 kg/cm². Am Kopf der Fundamentpfeiler in der Höhe der Zugbänder wirken lotrechte Lasten von 269 t und eine wagerechte Windkraft von 13,6 t. Die Mittelkraft aus beiden und aus den Gewichten der Fundamentklötze ergab 490 t. Die Bodenbeanspruchung beträgt bei 2,8 · 4,8 m Fläche 5 kg/cm². Ausführung Dyckerhoff u. Widmann.

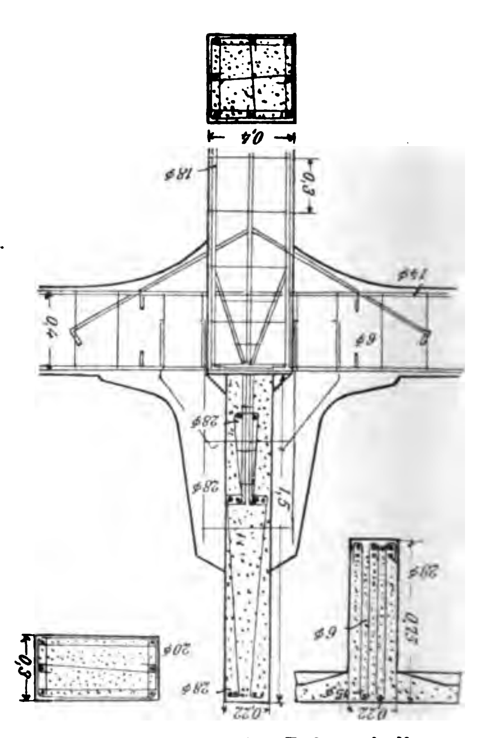


Abb. 395. Schnitte der Rahmenbalken, Endsäulen, Mittelsäulen (unten) und des Versteifungsbalkens (zu Abb. 393).

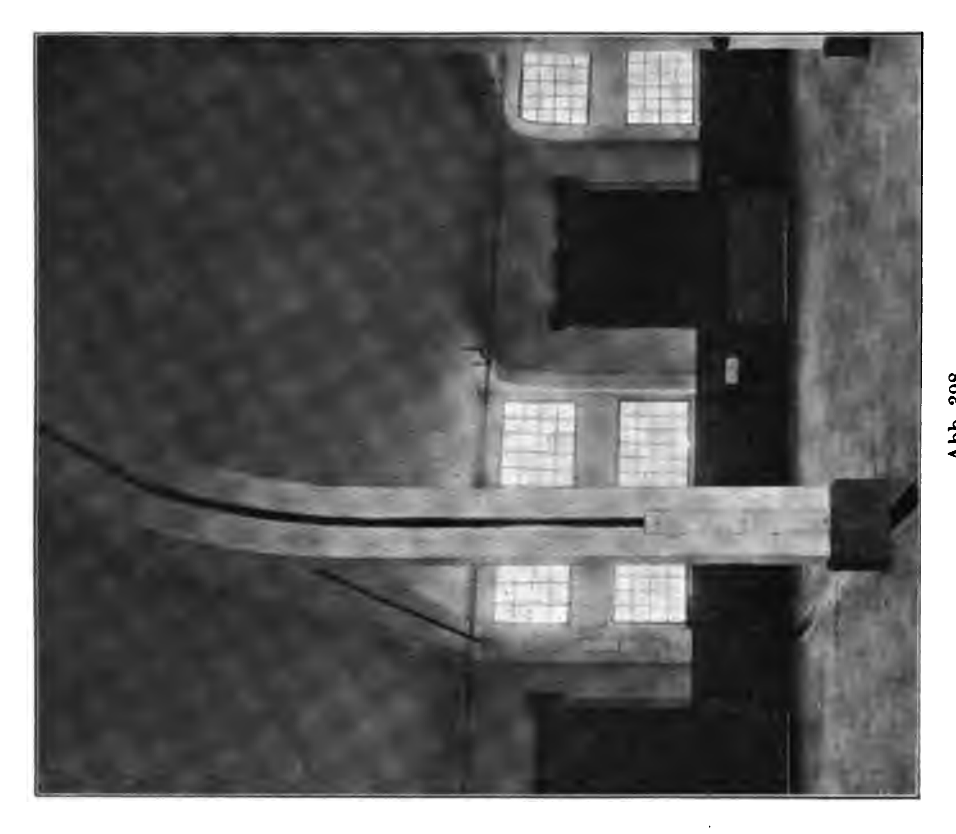


Abb. 398.
Innenansicht des Güterschuppens auf Hauptbahnhof Dortmund.



Abb. 396. **Straßenbahnwagenhalle in Nürnberg.**

Abb. 397. **Tragschema** (zu Abb. 401).

Abb. 399 u. 400. Dilatationsfugen (zu den Abb. 398, 401 u. 402).

γ) Mehrschiffige Rahmenbauten.

Mehrschiffige Rahmendächer, meist mit kleinen bis mittleren Spannweiten, gelangen zur Ausführung, wo eine Unterteilung der überdeckten Räume durch Zwischensäulen

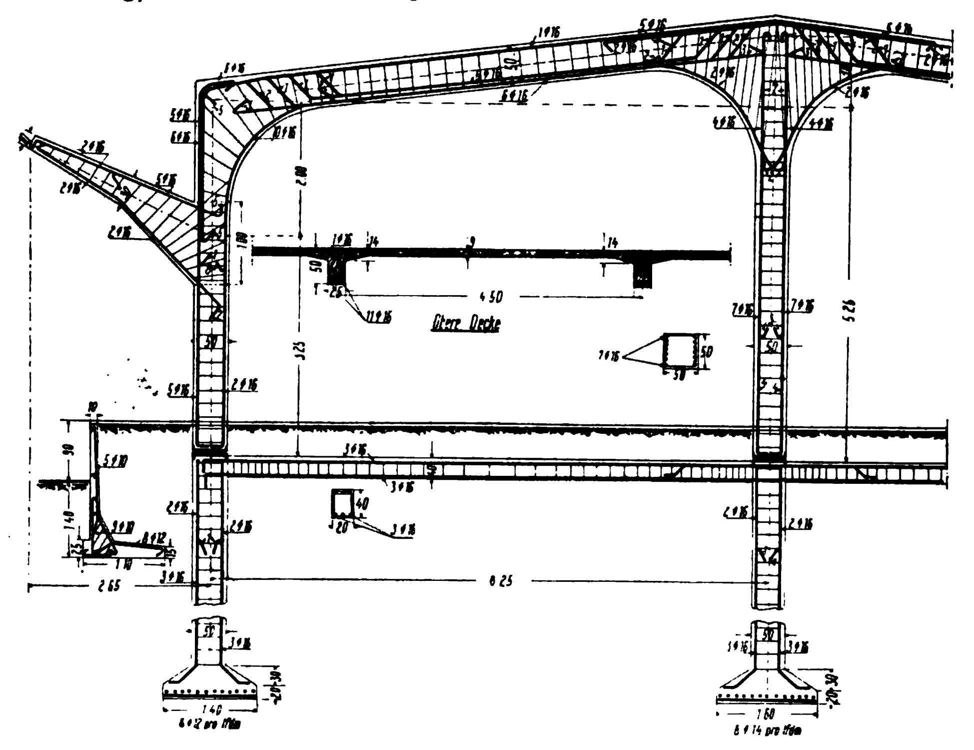


Abb. 401. Tragkonstruktion des Güterschuppens auf Hauptbahnhof Dortmund.

möglich ist und wo die Baugrundverhältnisse eine ungleiche Setzung der Fundamente nicht befürchten lassen. Sie gewähren bei gleicher Hallenbreite wie bei den unter β) besprochenen Tragwerken sehr bedeutende wirtschaftliche Vorteile, da die Abmessungen der Querbalken kleiner ausfallen. Streng genommen sind die mehrschiffigen Rahmenbauten im Eisenbetonbau die Regel, da bei fast allen größeren Decken- und Dachkonstruktionen die Säulen und Unterzüge fest verbunden sind und daher zu einheitlicher statischer Wirkung gelangen. Da bei mehrgeschossigen Gebäuden und sonstigen Tragwerken auch die Säulen durchgehen, entstehen statisch meist außerordentlich komplizierte Gebilde, für deren Vereinfachung überall

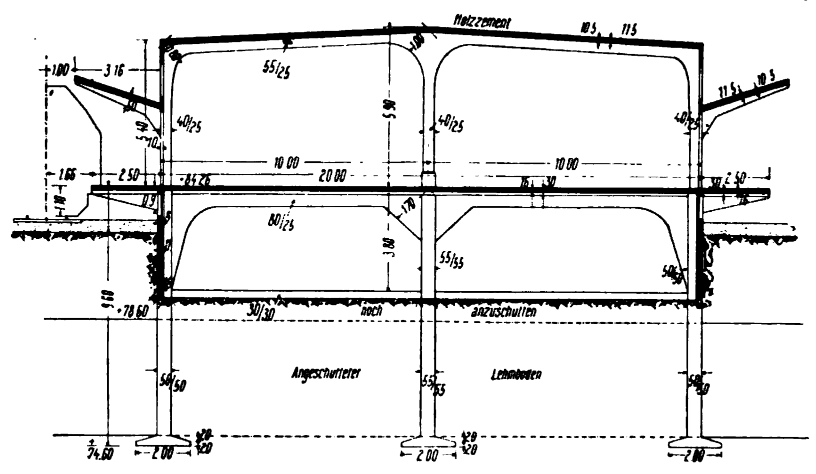


Abb. 402. Querschnitt des Güterschuppens auf Hauptbahnhof Dortmund.

dort Gelenke angenommen werden, wo dies behufs Zurückführung auf durchlaufende Träger nötig ist. Man macht daher von der Voraussetzung mehrstieliger steifer Rahmen nur dort Gebrauch, wo die feste Verbindung der Querbalken und Säulen zur Erzielung standfester Konstruktionen unbedingt geboten ist. Aber auch hierbei wird die Annahme von Fußgelenken und mittleren Pendelsäulen die Regel sein, und die Erfahrung hat gezeigt, daß so berechnete Tragwerke den an sie gestellten Anforderungen und Beanspruchungen entsprechen.

Die entstehenden Seitenschübe können entweder durch den passiven Widerstand des Erdreichs oder durch besondere, unter dem Fußboden oder an den Kämpfern bogen-



Abb. 403. Straßenbahnwagenhalle in Düsseldorf.

förmiger Querbalken liegende Zuggurte aufgenommen werden. Ein Beispiel der ersten Art ist in der Straßenbahnwagenhalle in Nürnberg[1]) zur Ausführung gelangt (Abb. 393 bis 396). Bei einer Gesamtlänge von 72,35 m und einer Gesamtbreite von 20,8 m (von den Mitten der Stützen gemessen) liegen die dreistieligen Rahmen in Abständen von 5,55 m und sind durch die Dachhaut und Längsbalken verbunden. Zwischen den Seitenstützen der Binder sind in der Höhe des Fußbodens Wandträger eingespannt und mit dem Kopf der Fundamentpfeiler verbunden; in gleicher Weise ist 1 m unter den Traufkanten ein wagerechter Verbindungsbalken angeordnet. Die unteren Rahmenfelder haben eine 12 cm dicke Ausmauerung, die oberen eine Verglasung erhalten. Das Tragsystem ist, wie die Abb. 393 u. 394 zeigen, als steifer Rahmen mit mittlerer Pendelsäule betrachtet (vergl. die Abb. 352). Die Berechnung der Dachplatte erfolgte für die Momente $\frac{(g+p)\,l^2}{12}$; sie ist durch Fugen in vier Teile zerschnitten (Abb. 49 u. 50). Die Lagerung der Stützen geschieht durch Plattgelenke, deren wagerechte Ver-

[1]) Deutsche Bauztg. 1906, Mitteilungen über Zement usw., S. 17 u. f. Beton u. Eisen 1906, Heft II, S. 25.

schiebung durch in den Fundamentkörper reichende Eisenstäbe verhindert wird. Die Auflagerung des Rahmenwerks am Kopf der Mittelsäule ist dadurch gelenkig gemacht, daß die Rundeisen der Säule von den Ecken in die Mitte geführt sind. Der Gang der Berechnung umfaßt die Ermittlung der Eigengewichte und Nutzlasten, der statisch unbestimmten Größen X_1 (Seitenschub) und X_2 (Auflagerdruck der Mittelstütze), der Momente aus Eigengewicht, Nutzlast und Wind und schließlich die Bemessung der Querschnitte. Die Mischung des Betons besteht aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 3 Teilen Basaltgrus, die nach 28 Tagen eine Würfelfestigkeit von 200 kg/cm² ergab. Ausführung von Dyckerhoff u. Widmann.

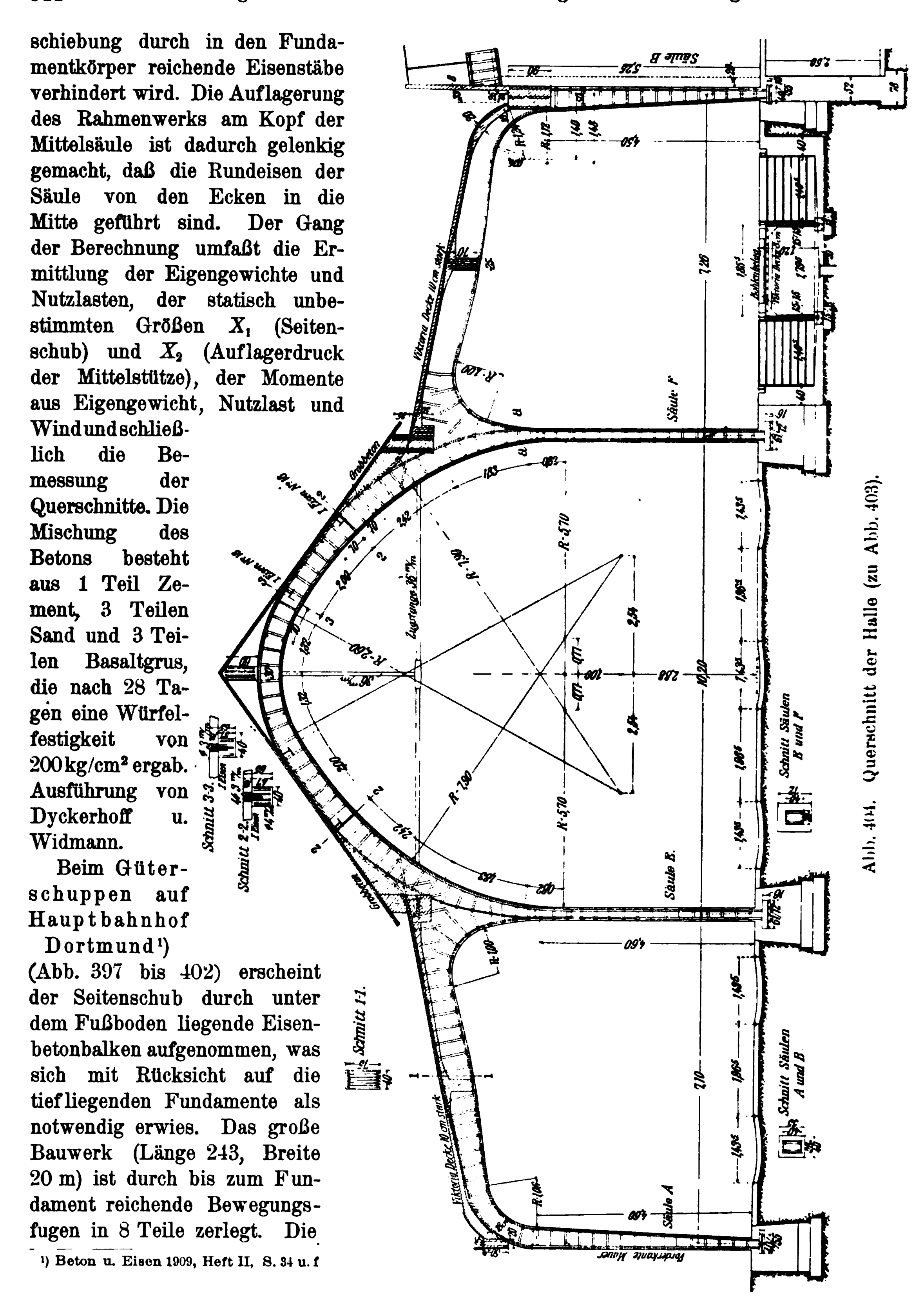


Abb. 404. Querschnitt der Halle (zu Abb. 403).

Beim Güterschuppen auf Hauptbahnhof Dortmund[1]) (Abb. 397 bis 402) erscheint der Seitenschub durch unter dem Fußboden liegende Eisenbetonbalken aufgenommen, was sich mit Rücksicht auf die tiefliegenden Fundamente als notwendig erwies. Das große Bauwerk (Länge 243, Breite 20 m) ist durch bis zum Fundament reichende Bewegungsfugen in 8 Teile zerlegt. Die

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft II, S. 34 u. f

Unterzüge und Stützen sind wie bei ähnlichen Konstruktionen an den Fugen doppelt; diese sind durch Dilatationsbleche überdeckt. Nach der Fertigstellung entstanden Verschiebungen bis 30 mm. Die dreistieligen Rahmen sind als dreifach statisch unbestimmte Tragwerke (feste Verbindung der Säulen mit den Querbalken, Fußgelenke, Abb. 397) berechnet und ausgeführt. Die Linienführung der Binder des Eilgutschuppens und deren Eisenbewehrung sind aus der Abb. 401 zu entnehmen. Die Rahmenkonstruktion des Güterschuppens zeigt die Abb. 402; sie besteht aus zwei übereinanderstehenden Tragwerken von 2 · 10 m Breite. Ausführung Lolat-Eisenbeton-A.-G. in Düsseldorf.

Die Anordnung von oben- und freiliegenden Zugankern im bogenförmigen Mittelschiff einer vierstieligen Halle zeigen die Abb. 403 u. 404, welche die **Straßenbahnwagenhalle** an der Himmelgeiststraße in **Düsseldorf** darstellen. Die 9 bis 10 m weit auseinanderstehenden Binderrahmen überdecken einen Raum von 75 m Länge und 24,56 m Breite (ohne die seitlichen Anbauten). Die Seitenschiffe sind von Flachdächern, das Mittelschiff mit einem auf Bogen liegenden Satteldach überdeckt. Der Seitenschub wird durch 36 mm dicke, oberhalb der Kämpfer angeordnete Zuganker aufgenommen. Die Dachhaut ruht mit Ausnahme des massiven Firstbalkens auf eisernen Pfetten, die in den Eisenbetonbogen eingebettet sind. Ausführung Karl Brandt in Düsseldorf.

Anhang.

Verzeichnis von Rahmenbauten, die im Handbuch an anderen Stellen beschrieben sind.

IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 206: Färbereihalle der Segeltuchfabrik in Hessisch-Lichtenau.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 209: Dachkonstruktion einer Lokomotivremise am Rheinhafen Krefeld.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 211: Fabrikbau Lefranc et Cie. zu Issy (Seine).
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 212: Shedkonstruktion der Filzschuhfabrik Gebr. Nedon, Löbau.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 212: Shedkonstruktion im Fabrikbau Hellenthal in Aachen.
IV. Bd., 2. Teil, 1. Lief., S. 213: Sheddach einer Lederfabrik bei Wittenberg.
IV. Bd., 2. Teil, 2. Lief., S. 480 u. 483: Halle III, Ausstellung München 1908.
IV. Bd., 1. Teil, 1. Lief., S. 258: Schutzdach an einem Fabrikgebäude.
IV. Bd., 1. Teil, 1. Lief., S. 259: Güterschuppen auf Bahnhof Langendreer.
IV. Bd., 1. Teil, 1. Lief., S. 260 u. 261: Bahnsteighallen Bahnhof Langendreer.
IV. Bd., 1. Teil, 1. Lief., S. 290: Anlage an den Niagarafällen. (Kranträger.)
III. Bd., 3. Teil, S. 666, 667 u. 668: Bahnsteighalle auf Bahnhof Sonneberg i. Th.
III. Bd., 3. Teil, S. 668: Abri der Orléansbahn nach Hennebique.
III. Bd., 3. Teil, S. 672 u. 674: Lokomotivschuppen in St. Gallen.

Literatur.

Werke:

Berger et Guillerme, Construction en ciment armé.
Christophe, Eisenbeton.
Förster, Eisenkonstruktionen.
Marsh & Dun, Reinforced Concrete.
Mörsch, Eisenbetonbau.
Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre.
Saliger, Eisenbeton in Theorie und Konstruktion.
Vierendeel, Cours de stabilité.
Weyrauch, Theorie der elastischen Bogenträger.

Zeitschriften:

Armierter Beton 1908, 1909.
Le Béton armé 1903, 1905.
Beton u. Eisen 1902 bis 1909.
Bulletin technique de la Suisse romande 1908.
De Ingenieur 1904.
Deutsche Bauzeitung 1904 bis 1909.
Eisenbeton 1908.
Engineering News, Bd. 53, 55 u. 58.
Schweizerische Bauzeitung 1909.
Zeitschrift für Bauwesen 1891.
Zement und Beton 1903 bis 1907.
Zentralblatt der Bauverwaltung 1906.

g) Die Kuppelgewölbe.

Bearbeitet von **R. Kohnke**, Professor an der Technischen Hochschule Danzig.

A. Theorie der Kuppelgewölbe.

Ist die Form der Kuppelgewölbe durch Umdrehung einer geneigten Geraden oder einer ebenen Kurve um eine lotrechte Achse entstanden, so kann die statische Untersuchung auf rechnerischem oder zeichnerischem Wege erfolgen. Ist dagegen die Kuppel durch Umdrehung einer Kurve entstanden, für die ein mathematischer Ausdruck nicht angegeben werden kann, oder ist die Kuppel überhaupt nicht durch Umdrehung um eine lotrechte Achse entstanden, so ist die graphische Untersuchung zweckmäßig.

Bei der Berechnung der Eisenbetonkuppeln kann man zwei Arten von Kuppelgewölben unterscheiden:

I. Vollkuppeln, das sind massive Kuppeln, welche innerhalb eines Parallelkreises gleiche Wandstärke haben;

II. Rippenkuppeln, die in eine Anzahl von Rippen aufgelöst sind, zwischen welche, häufig mittels Ringe oder Unterzüge, die Dachhaut gespannt wird.

I. Die Vollkuppeln.

1. Das analytische Verfahren.

Voraussetzung bei der analytischen Berechnung ist, daß jeder Horizontalschnitt durch die Kuppel einen Kreis ergibt. Bezieht man die durch Umdrehung einer ebenen Kurve mit der Gleichung $y = f(x)$ entstandene Kuppel auf ein räumliches Koordinatensystem, dessen Anfangspunkt im Scheitel des Kuppelgewölbes liegt (Abb. 1), so beschreibt jeder Punkt P der Erzeugungslinie mit den Koordinaten x, y, z bei der Umdrehung einen Parallelkreis mit dem Halbmesser y.

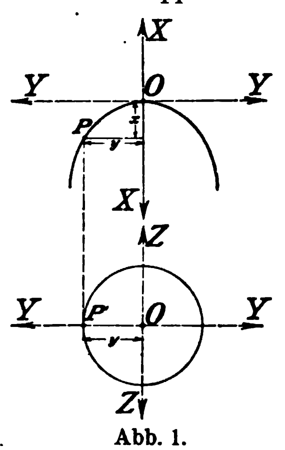


Abb. 1.

Für die analytische Berechnung der Vollkuppeln aus Eisenbeton gibt es heute noch kein theoretisch genaues Rechnungsverfahren, welches die Elastizität des Baustoffs berücksichtigt. Man macht daher die von Rankine eingeführte und von Schwedler ausgebaute Annahme, daß für jeden durch die Kuppel geführten Schnitt die Schnittkräfte in der Tangentialebene wirken. Es entstehen dann unter der Einwirkung beliebiger äußerer Kräfte in einem Horizontalschnitt des Gewölbes zweierlei Spannungen:

a) die Spannungen in der Richtung der Tangente an die Erzeugungslinie, welche als Meridianspannungen bezeichnet werden sollen;

b) die Spannungen in der Richtung der Tangente an den Parallelkreis, die Ringspannungen.

Es bezeichne

g das überall als konstant angenommene Eigengewicht der Kuppel in kg für 1 m² Oberfläche,

p die Nutzlast der Kuppel in kg für 1 m² wagerechte Projektion,

Q_x die Belastung der Kuppel oberhalb des untersuchten Parallelkreises (Eigenlast oder Nutzlast),

α die Neigung der Tangente in P an die Erzeugungslinie,

ds eine unendlich kleine Bogenlänge der Erzeugungslinie,

μ die auf 1 m des Parallelkreisumfanges wirkende Meridianspannung,

ϱ die auf 1 m des Meridianumfanges wirkende Ringspannung.

a) Die Meridianspannung. Legt man durch einen beliebigen Punkt P der Erzeugungslinie einen Horizontalschnitt (Abb. 2), so erfordert das Gleichgewicht der Kräfte des gesamten Horizontalschnitts, daß in der Richtung der X-Achse die Summe der äußeren Kräfte gleich der Summe der inneren Kräfte ist, also

$$Q_x = \mu \cdot \sin\alpha \cdot 2\pi \cdot y, \qquad \qquad 1)$$

mithin

$$\mu = \frac{Q_x}{2\pi y \cdot \sin\alpha} \qquad \qquad 2)$$

b) Die Ringspannung. Die Ringspannungen ergeben sich aus den Gleichgewichtsbedingungen einer Kugelzone, die durch zwei Horizontalschnitte im Abstande dx aus dem Gewölbe herausgetrennt wird (Abb. 3). Es wirken auf die Kugelzone von oben die Meridianspannungen μ. Ihre radial nach außen gerichteten Horizontalkomponenten $\mu\cos\alpha$ sind gleichmäßig auf die Längeneinheit verteilte Kräfte. Denkt man das Gewölbe durch die XZ-Ebene in zwei Hälften geteilt, so werden sich von diesen Horizontalkomponenten $\mu\cos\alpha$ die Seitenkräfte parallel zur XZ-Ebene aufheben, während die Seitenkräfte der einen Hälfte parallel zur XY-Ebene an den Schnittflächen der XZ-Ebene auf die andere Hälfte des Gewölbes einen Zug von $\mu\cos\alpha \cdot 2y$ ausüben (Abb. 4). Von der unteren Kuppel wirken auf die Kugelzone nach oben gerichtet die Meridianspannungen $\mu + d\mu$. Ihre Horizontalkomponenten $(\mu + d\mu) \cdot \cos\alpha$ sind radial nach innen gerichtet und üben, über den halben Ring summiert, einen Druck auf die zweite Gewölbehälfte aus, welcher gleich $\mu\cos\alpha \cdot 2y + d(\mu\cos\alpha \cdot 2y)$ ist.

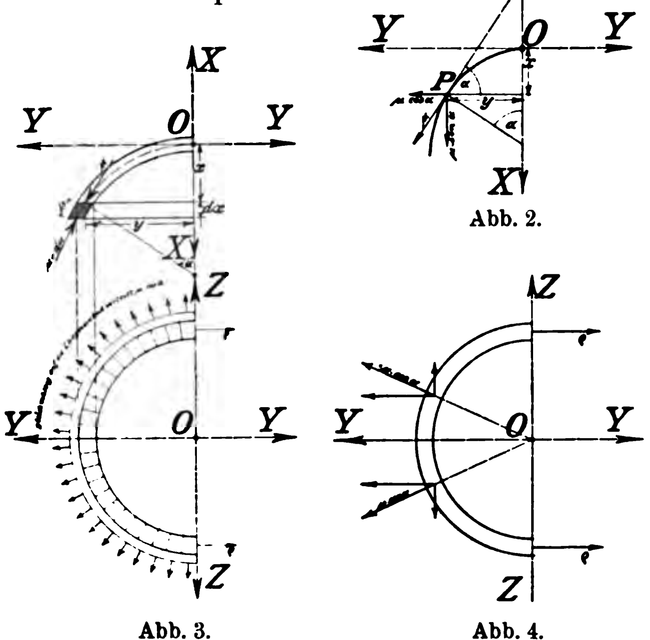


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Die Mittelkraft dieser Horizontalkräfte, das ist

$$\mu\cos\alpha \cdot 2y + d\,(\mu\cos\alpha \cdot 2y) - \mu\cos\alpha \cdot 2y = d\,(\mu\cos\alpha \cdot 2y)$$

muß sich mit den an den Schnittstellen der XZ-Ebene auftretenden Ringspannungen ϱ das Gleichgewicht halten, so daß sich ergibt

$$2\varrho \cdot ds = d\,(\mu\cos\alpha \cdot 2y) \qquad \qquad 3)$$

$$\varrho = \frac{d\,(\mu\cos\alpha \cdot 2y)}{2\,ds} \qquad \qquad 4)$$

Mit dem in Gleichung 2) gefundenen Wert für μ erhält man

$$\varrho = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{d(Q_x \operatorname{ctg} \alpha)}{ds} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 5)$$

Die Gleichungen 2) und 5), welche auch von O. Gottschalk auf anderem Wege abgeleitet sind,[1]) gelten für jede beliebige Erzeugungslinie, die sich in eine mathematische Form kleiden läßt. Für zwei der wichtigsten Fälle sollen nachstehend die Formeln entwickelt werden.

α. Die Kugelkuppel.

a. Einfluß des Eigengewichts.

Die Erzeugungslinie ist ein Kreisbogen mit dem Halbmesser r.

Es ist mit den unter I, 1 gegebenen Bezeichnungen

$$x = r(1 - \cos\alpha)$$
$$Q_x = g \cdot 2r\pi \cdot x = g \cdot 2r^2\pi(1 - \cos\alpha)$$
$$y = r \cdot \sin\alpha$$
$$ds = r \cdot d\alpha.$$

Also nach Gleichung 2)

$$\mu = \frac{g \cdot 2r^2\pi(1 - \cos\alpha)}{2\pi r \cdot \sin^2\alpha} = \frac{gr}{1 + \cos\alpha} \quad \ldots \ldots \quad 6)$$

und nach Gleichung 5)

$$\varrho = \frac{g \cdot 2r^2\pi}{2\pi} \, \frac{d[(1 - \cos\alpha)\operatorname{ctg}\alpha]}{r \cdot d\alpha} = gr \cdot \frac{\cos 2\alpha + \cos^3\alpha}{(1 + \cos\alpha)^2} \quad \ldots \quad 7)$$

Werden diese Werte als Funktionen der Ordinaten x ausgedrückt, wobei

$$\cos\alpha = \frac{r - x}{r}, \quad \sin\alpha = \frac{y}{r},$$

$$\cos 2\alpha = \cos^2\alpha - \sin^2\alpha = \frac{(r - x)^2 - y^2}{r^2},$$

so erhält man

$$\mu = \frac{gr}{1 + \frac{r - x}{r}} = \frac{gr^2}{2r - x} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 8)$$

$$\varrho = g \cdot r \cdot \frac{\frac{(r - x)^2 - y^2}{r^2} + \left(\frac{r - x}{r}\right)^3}{\left(1 + \frac{r - x}{r}\right)^2}$$

und da $y^2 = x(2r - x)$

$$\varrho = \frac{g(r^2 - 3r \cdot x + x^2)}{2r - x} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 9)$$

Die Meridianspannung ist für Eigengewicht stets Druckspannung; sie ist im Kuppelscheitel (für $x = 0$)

$$\mu = g \cdot \frac{r}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 8a)$$

und hat ihren Größtwert am unteren Rande der Kuppel, wo x seinen größten Wert erreicht.

Die Ringspannung beträgt im Scheitel (für $x = 0$) $\varrho = g \cdot \frac{r}{2}$ Druck, bleibt im oberen Teil — allmählich abnehmend — Druckspannung, bis sie für den Ausdruck

$$\cos 2\alpha + \cos^3\alpha = 0,$$

das ist für $\alpha = 51^\circ\ 49'$ den Wert Null erreicht. Hier liegt also die Bruchfuge. Für

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1908, S. 196 u. f.

jeden größeren Wert von α wird die Ringspannung negativ, es entstehen also Zugspannungen.

b. Einfluß der Nutzlast.

Wird die Schneebelastung oder — bei angenäherten Berechnungen — die senkrechte Zusatzbelastung für Winddruck auf die wagerecht projizierte Fläche gleichmäßig verteilt angenommen und mit p bezeichnet, so ist

$$Q_x = p \cdot y^2 \pi = p \cdot \pi \cdot r^2 \sin^2 \alpha.$$

Mithin nach Gl. 2)

$$\mu = \frac{p \cdot \pi \cdot r^2 \sin^2 \alpha}{2 \pi \cdot r \cdot \sin^2 \alpha} = \frac{p \cdot r}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 10)$$

und nach Gl. 5)

$$\varrho = \frac{p \cdot \pi \cdot r^2 \, d (\sin^2 \alpha \cdot \operatorname{ctg} \alpha)}{2 \pi \cdot r \cdot d \alpha}$$

$$\varrho = \frac{p \cdot r}{2} (2 \cos^2 \alpha - 1)$$

und weil $\cos \alpha = \frac{r - x}{r}$

$$\varrho = \frac{p}{2 \cdot r} (r^2 - 4 r x + 2 x^2) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11)$$

Die Meridianspannung ist also für die Nutzlast p positiv (Druckspannung) und konstant; die Ringspannung ist im Scheitel (für $x = 0$) $\varrho = + \frac{p \cdot r}{2}$ und erreicht ihren Größtwert dort, wo ihre Ableitung gleich Null wird,

$$\frac{d \varrho}{d x} = 0 = - 4 r + 4 x,$$

also für $x = r$, d. h. am tiefsten Punkt der Halbkuppel. Hier wird

$$\varrho = - \frac{p \cdot r}{2}.$$

c. Einfluß wagerecht abgeglichener Auffüllung.

Dieser Belastungsfall tritt ein, wenn bei Wasser- oder ähnlichen Behältern, die in Erdreich eingebettet werden, das Kugelgewölbe mit Erde hinterfüllt wird und auch noch über den Kuppelscheitel hinaus eine wagerecht abgeglichene Aufschüttung erhält.

Die Höhe der Auffüllung im Scheitel sei h,

das spezifische Gewicht der Erde γ_e,

dann ist für einen beliebigen Parallelkreis (Abb. 5)

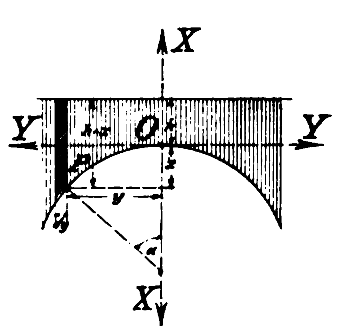


Abb. 5.

$$Q_x = \int_0^x \gamma_e (h + x) \, dy \cdot 2 \pi y.$$

$$Q_x = \gamma_e 2 \pi \int_0^x (h + x) \, y \, dy$$

Nun ist

$$y^2 = x (2 r - x) = 2 r x - x^2; \quad 12)$$

durch Differentiieren der Gleichung erhält man

$$y \, dy = (r - x) \, dx, \text{ also}$$

$$Q_x = \gamma_e 2 \pi \int_0^x (h r + r x - h x - x^2) \, dx$$

$$Q_x = \gamma_e 2 \pi x \left[h r + \frac{x}{2} (r - h) - \frac{x^2}{3} \right] \quad \ldots \ldots \quad 13)$$

Mithin durch Einsetzung in Gleichung 2) die Meridianspannung

$$\mu = \frac{\gamma_e \, 2\pi x \left[h r + \frac{x}{2}(r-h) - \frac{x^2}{3} \right]}{2\pi y \sin\alpha},$$

und da $\sin\alpha = \frac{y}{r}$, $y^2 = x(2r-x)$, wird

$$\mu = \frac{\gamma_e \cdot r}{2r - x} \left[h r + \frac{x}{2}(r-h) - \frac{x^2}{3} \right] \quad \ldots \quad 14)$$

Im Scheitel ist für $x = 0$

$$\mu = \frac{\gamma_e \cdot r \cdot h}{2} \quad \ldots \quad 15)$$

und im Kämpfer für $x = r$

$$\mu = \frac{1}{6} \gamma_e \cdot r (r + 3h) \quad \ldots \quad 16)$$

Nunmehr ergibt sich die Ringspannung aus Gleichung 5)

$$\varrho = \frac{d(Q_x \operatorname{ctg}\alpha)}{2\pi \cdot ds}$$

Beachtet man, daß

$$\operatorname{ctg}\alpha = \frac{r-x}{y} = \frac{r-x}{\sqrt{x(2r-x)}} \text{ und}$$

$$ds = r\,d\alpha = \frac{r \cdot dx}{r \cdot \sin\alpha} = \frac{r \cdot dx}{\sqrt{x(2r-x)}},$$

so geht nach Einsetzung des Wertes Q_x aus Gleichung 13) die Gleichung 5) über in

$$\varrho = \frac{\sqrt{x(2r-x)}}{2\pi} \cdot \frac{d\left\{ \gamma_e \cdot 2\pi x \left[h r + \frac{x}{2}(r-h) - \frac{x^2}{3} \right] \frac{r-x}{\sqrt{x(2r-x)}} \right\}}{r \cdot dx}.$$

Nach der Differentiation und einigen Umformungen erhält man schließlich

$$\varrho = \frac{\gamma_e}{r(2r-x)} \cdot$$

$$\left\{ -x^4 + x^3(4r-h) - r x^2 \left(\frac{14}{3} r - 4h \right) + \frac{r^2 x}{2}(3r - 9h) + h \cdot r^3 \right\} \quad 17)$$

Im Scheitel ist für $x = 0$

$$\varrho = \frac{\gamma_e h \cdot r}{2} \quad \ldots \quad 18)$$

und im Kämpfer für $x = r$

$$\varrho = -\frac{1}{6} \gamma_e r (r + 3h), \quad \ldots \quad 19)$$

also Zugspannung.

d. Einfluß eines Laternenaufsatzes

(nach O. Gottschalk, Beton u. Eisen 1908, S. 198).

Es bezeichne (vgl. Abb. 6)

- L das Gesamtgewicht der Laterne,
- α_0 den Zentriwinkel, der dem Fußring der Laterne entspricht,
- T den Unterschied zwischen dem gesamten Laternengewicht und dem Gewicht der ausgeschnittenen Kugelkalotte,
- b den Halbmesser der Laterne,
- a den Stich der herausgeschnittenen Kalotte.

Abb. 6.

Dann ist für Eigenlast: $L = g\,2\,\pi\,r\,a + T$, also für einen beliebigen Parallelkreis nach Gleichung 2) die Meridianspannung

$$\mu = \frac{g\,2\,\pi\,r^2(1-\cos\alpha) + T}{2\,\pi\,r\sin^2\alpha} = \frac{g\,r}{1+\cos\alpha} + \frac{T}{2\,\pi\,r\sin^2\alpha} \quad . \quad 20)$$

Die Ringspannung in einem beliebigen Parallelkreis unterhalb der Laterne berechnet sich nach Gleichung 5) zu

$$\varrho = \frac{1}{2\pi}\,\frac{d\{[g\,2\,\pi\,r^2(1-\cos\alpha) + T]\operatorname{ctg}\alpha\}}{r\cdot d\,\alpha}$$

$$\varrho = g\,r\cdot\frac{\cos^2\alpha + \cos\alpha - 1}{\cos\alpha + 1} - \frac{T}{2\,\pi\,r\sin^2\alpha} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \quad 21)$$

Werden die in den Gleichungen 20) und 21) erhaltenen Werte als Funktionen der Ordinate x ausgedrückt, so ergibt sich die Meridianspannung

$$\mu = \frac{g\,r^2}{2\,r - x} + \frac{T\,r^2}{2\,\pi\,r\,x\,(2\,r - x)}$$

$$\mu = \frac{r}{2\,r - x}\left(g\,r + \frac{T}{2\,\pi\,x}\right) \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \quad 22)$$

und die Ringspannung

$$\varrho = g\,\frac{(r-x)^2 - x\cdot r}{2\,r - x} - \frac{T\,r}{2\,\pi\,x\,(2\,r - x)} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \quad 23)$$

Die Ringspannungen können positiv und negativ werden. Derjenige Parallelkreis, in welchem der Übergang der positiven in die negativen Ringspannungen erfolgt, in welchem also die Ringspannungen den Wert 0 erhalten, bestimmt sich aus der Gleichung

$$0 = g\,r\cdot\frac{\cos^2\alpha + \cos\alpha - 1}{\cos\alpha + 1} - \frac{T}{2\,\pi\,r\sin^2\alpha}$$

oder

$$0 = 2\,\pi\,g\,r^2(-\cos^3\alpha + 2\cos\alpha - 1) - T \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \quad 24)$$

Da bei der vollen Kuppel ohne Laternenaufsatz die Bruchfuge sich ergab für

$$\alpha = 51^\circ\,49' \text{ und } \cos\alpha = 0{,}618,$$

so wird für $\cos\alpha = 0{,}618$ die Gleichung 24) befriedigt mit $T = 0$, denn

$$-\cos^3\alpha + 2\cos\alpha - 1 = -0{,}236 + 1{,}236 - 1 = 0.$$

Wenn also die Laterne dasselbe Gewicht hat wie die von ihr ausgeschnittene Kalotte, so liegt die Bruchfuge der Kuppel mit Laternenaufsatz ebenso wie bei der vollen Kuppel bei $\alpha = 51^\circ\,49'$.

Wird das Laternengewicht größer, also T positiv, so kann Gleichung 24) nur befriedigt werden, wenn $\cos\alpha$ größer, daher α kleiner wird, d. h. die Bruchfuge verschiebt sich nach oben.

Umgekehrt verschiebt sich die Bruchfuge nach unten, wenn das Gewicht der Laterne geringer wird als das Gewicht der von ihr ausgeschnittenen Kalotte.

Im Fußring der Laterne treten im allgemeinen Druckspannungen auf, und zwar ist die Ringspannung

$$\varrho = \frac{L\cdot\operatorname{ctg}\alpha_0}{2\,\pi} \quad . \quad 25)$$

Wird das Laternengewicht sehr groß (T positiv), so verschiebt sich die Bruchfuge nach oben, und es kann im Fußring der Laterne Zugspannung auftreten. Das Kriterium für die Grenze des Laternengewichtes, wenn im Laternenring nur Druckspannungen auftreten sollen, ergibt sich aus der Gleichung für die Bruchfuge, wobei T in Bruchteilen des verdrängten Kugelgewichtes ausgedrückt werden möge, also

$$T = n\cdot g\cdot 2\,\pi\,r\cdot a = 2\,n\,g\cdot\pi\,r^2(1-\cos\alpha_0).$$

Es ist dann

$$g\,2\,\pi\,r^2\,(-\cos^3\alpha + 2\cos\alpha - 1) - 2\,n\,\pi\,r^2\,g\,(1-\cos\alpha_0) = 0$$

$$-\cos^3\alpha + 2\cos\alpha - 1 - n + n\cos\alpha_0 = 0$$

$$n = \frac{\cos^3\alpha - 2\cos\alpha + 1}{\cos\alpha_0 - 1}.$$

Im Laternenring herrscht Druck, wenn

$$n < \cos^2\alpha_0 + \cos\alpha_0 - 1,$$

und Zug, wenn

$$n > \cos^2\alpha_0 + \cos\alpha_0 - 1.$$

In letzterem Falle (bei Zugspannungen) empfiehlt O. Gottschalk, abgesehen von den üblichen radialen Verteilungseisen, besondere Biegungseisen an der Außenfläche der Kuppel anzuordnen. Die Grenzen der Laternengewichte, wenn nur Druckspannungen im Laternenring auftreten sollen, sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

$\sin\alpha = \frac{y}{r} =$	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,16
$\alpha =$	4° 1′	4° 36′	5° 10′	5° 44′	6° 54′	8° 3′	9° 12′
$\frac{x}{r} =$	0,0025	0,0032	0,0041	0,0050	0,0073	0,0098	0,0129
$\cos\alpha =$	0,9975	0,9968	0,9959	0,9950	0,9927	0,9902	0,9871
„Zulässiges“ Laternengewicht: $g r^2$. $b = y$	0,03	0,04	0,05	0,06	0,09	0,12	0,16
$\sin\alpha = \frac{y}{r} =$	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30
$\alpha =$	10° 22′	10° 32′	12° 43′	13° 53′	15° 4′	16° 16′	17° 27′
$\frac{x}{r} =$	0,0163	0,0202	0,0245	0,0292	0,0344	0,040	0,046
$\cos\alpha =$	0,9837	0,9798	0,9755	0,9708	0,9656	0,9600	0,9540
„Zulässiges“ Laternengewicht: $g r^2$. $b = y$	0,198	0,246	0,298	0,354	0,410	0,475	0,54
$\sin\alpha = \frac{y}{r} =$	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
$\alpha =$	20° 30′	23° 40′	26° 50′	30°	33° 20′	36° 52′	40° 30′
$\frac{x}{r} =$	0,0634	0,0841	0,1077	0,1340	0,1645	0,1992	0,2396
$\cos\alpha =$	0,9366	0,9159	0,8923	0,8660	0,8355	0,8008	0,7604
„Zulässiges“ Laternengewicht: $g r^2$. $b = y$	0,72	0,93	1,15	1,36	—	—	—
$\sin\alpha = \frac{y}{r} =$	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
$\alpha =$	44° 30′	48° 40′	53° 10′	58° 10′	64° 10′	71° 50′	90°
$\frac{x}{r} =$	0,2860	0,3396	0,4005	0,4725	0,5642	0,6882	1,0
$\cos\alpha =$	0,7132	0,6604	0,5995	0,5275	0,4358	0,3118	0
„Zulässiges“ Laternengewicht: $g r^2$ $b = y$	—	—	—	—	—	—	—

Für größere Laternengewichte, als in der Tabelle angegeben, sind besondere radiale Biegungseisen vorzusehen.

e) Einfluß des Winddrucks.

Wirkt auf die eine Hälfte einer Kuppel Winddruck, so wird das Gewölbe unsymmetrisch deformiert. Es treten in diesem Falle außer den Normalspannungen auch Scherspannungen auf, so daß die für die Entwicklung vorstehender Formeln gemachten Annahmen nicht mehr zutreffend sind. Die Aufgabe, in einer einseitig belasteten Massivkuppel alle Spannungen zu bestimmen, ist zur Zeit noch nicht gelöst. Man ist daher bei Berücksichtigung des Winddrucks auf Massivkuppeln zu einer Annahme gezwungen, die größere Spannungswerte ergibt, als der wirkliche Belastungs- und Spannungszustand voraussichtlich zeigen würde.

Beachtet man, daß bei Schwedlerkuppeln infolge einseitiger Belastung die von den Diagonalen aufzunehmenden Scherkräfte meist sehr gering sind, während der Hauptanteil der Belastung von den Sparren und Ringen aufgenommen wird, so dürfte die Annahme einer senkrecht wirkenden, über die ganze Kuppel verteilten Seitenkraft des Winddrucks einen Belastungszustand ergeben, welcher in allen Fällen höhere Spannungswerte liefert wie die wirkliche Belastung, denn diese senkrechte Vollbelastung der Kuppel ruft erhebliche Zusatzspannungen in den Meridianen und Parallelkreisen hervor.

Es seien daher nachstehend die Formeln abgeleitet für den Fall, daß der Wind in der XY-Ebene wirkt und daß seine senkrechte Seitenkraft in der XY-Ebene innerhalb jedes Parallelkreises gleichmäßig verteilt wirkt. Es ist dann diese senkrechte Belastung nur eine Funktion des Winkels α. Schließt die als wagerecht gedachte Windrichtung mit der vom Winde getroffenen Ebene den Winkel α ein, so soll für die folgenden Untersuchungen angenommen werden, daß die Normalkomponente des Winddrucks auf die Einheit der gegen die Windrichtung um den Winkel α geneigten Fläche

$$p = w \sin^2 \alpha$$

ist. Hierbei bedeutet w den Einheitswert für den Winddruck auf eine senkrecht getroffene Fläche. Dieser Ausdruck entspricht bei Kuppelgewölben den bis heute vorliegenden Versuchen und Beobachtungen am besten. Für w ist bei flachen Kuppeln 125 kg/m², bei steileren Kuppeln 200 kg/m² zu setzen.

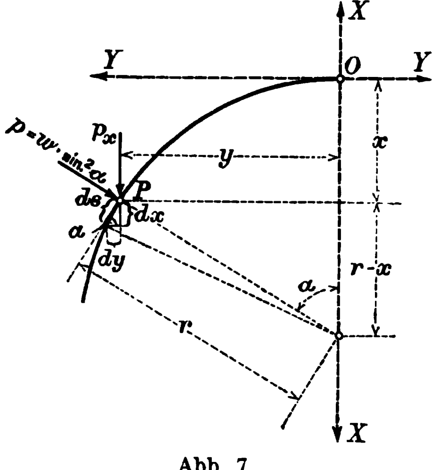


Abb. 7.

Wird die Windintensität p nach Richtung der X-Achse zerlegt (Abb. 7), so ist diese für einen Parallelkreis mit dem Zentriwinkel 2α gleichmäßig verteilt anzunehmende senkrechte Seitenkraft

$$p_x = p \cos \alpha = p \cdot \frac{r - x}{r} = w \cdot \frac{y^2 (r - x)}{r^3} \quad \ldots\ldots \quad 26)$$

Mithin wird für einen beliebigen Parallelkreis

$$Q_x = \int_0^y p \cdot \cos \alpha \cdot ds \; 2 \pi y$$

und mit Benutzung von Gleichung 26)

$$Q_x = \int_0^y w \cdot \frac{y^2 (r - x)}{r^3} \, ds \; 2 \pi y.$$

Nun ist

$$ds = \frac{dy}{\cos\alpha} = \frac{dy \cdot r}{r - x}, \text{ also}$$

$$Q_x = \int_0^y \frac{w y^2 (r - x)}{r^3} \frac{r\,dy}{r - x} 2\pi y$$

$$Q_x = \frac{2\pi w}{r^2} \int_0^y y^3\,dy = \frac{w \pi y^4}{2 r^2}.$$

Nunmehr wird nach Gleichung 2) die Meridianspannung

$$\mu = \frac{w \cdot \pi y^4}{2 r^2 \cdot 2\pi y \sin\alpha} = \frac{w y^3}{4 r^2 \sin\alpha} \quad \text{oder}$$

$$\boldsymbol{\mu = \frac{w \cdot y^2}{4 r}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 27)$$

also Druckspannung.

Nach Gleichung 5) berechnet sich nun die Ringspannung

$$\varrho = \frac{1}{2\pi} \frac{d\left(\frac{w \cdot y^4 \pi}{2 r^2} \operatorname{cotg}\alpha\right)}{ds}.$$

Mit $\operatorname{cotg}\alpha = \frac{r - x}{y}$ wird

$$\varrho = \frac{w}{4 r^2} \frac{d\,[y^3 (r - x)]}{ds} = \frac{w\,(r - x)\,d\,[y^3 (r - x)]}{4 r^2 \cdot r \cdot dy}.$$

Beachtet man, daß $(r - x)^2 = r^2 - y^2$, so wird

$$\boldsymbol{\varrho = \frac{w y^2}{4 r^3} (3 r^2 - 4 y^2)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 28)$$

Für die Halbkugel wird am Fuß der Kuppel mit $y = r$ die Meridianspannung

$$\max \mu = + \frac{w \cdot r}{4} \quad \text{(Druckspannung)}$$

und die Ringspannung

$$\varrho = - \frac{w \cdot r}{4} \quad \text{(Zugspannung).}$$

Zahlenbeispiel: Armeemuseum in München.[1])

Die Dachkonstruktion für den Dom zu dem Armeemuseum in München ist als Doppelkuppel ausgeführt, deren Abmessungen aus Abb. 8 hervorgehen. Eine eingehende Beschreibung dieses Bauwerks ist auf S. 615 u. f. gegeben.

Berechnung der äußeren Kuppel.

a) Eigengewicht. Das Eigengewicht der Kuppel einschließlich Eindeckung und Laterne ist zu $g = 250$ kg/m² angenommen. Während die innere der beiden Kuppeln durch Umdrehung eines Kreisbogens um die lotrechte Mittelachse entstanden ist, weicht

[1]) Nach der Berechnung von Prof. Mörsch, in welcher aber für die Bestimmung des Winddrucks andere Formeln verwendet wurden.

die äußere Kuppel etwas von dieser Kuppelform ab, kann aber mit sehr großer Annäherung ebenfalls durch eine Kugelfläche ersetzt werden. Bei einem verglichenen Kugelhalbmesser von

$$r = 8{,}80 \text{ m},$$

einem größten

$$x = 6{,}20 \text{ m}$$

und zugehörigem

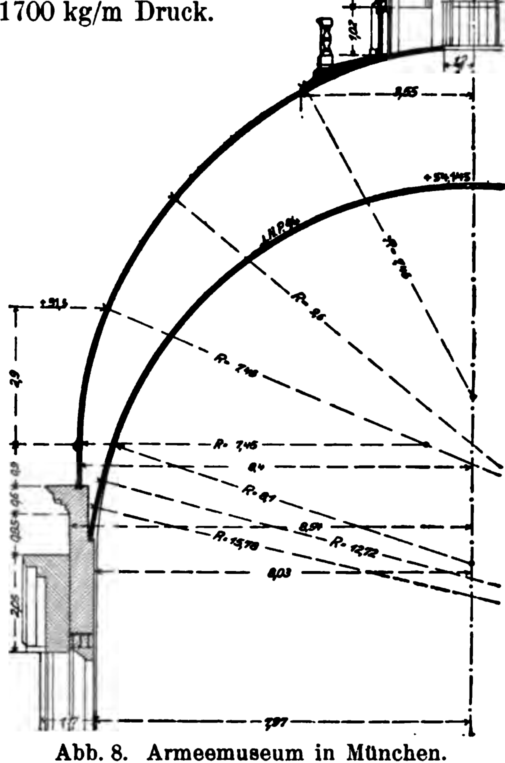
$$y = 8{,}35 \text{ m}$$

wird die Meridianspannung im Scheitel nach Gleichung 8a)

$$\mu = 250 \cdot \frac{8{,}80}{2} = 1100 \text{ kg/m Druck}$$

und die Meridianspannung im Kämpfer nach Gleichung 8)

$$\mu = \frac{250 \cdot 8{,}80^2}{2 \cdot 8{,}8 - 6{,}20} = 1700 \text{ kg/m Druck.}$$


Abb. 8. Armeemuseum in München. Schnitt durch die Kuppel.

Diese Spannungen verstehen sich für 1 m des Parallelkreisumfangs.

Ist die Betonstärke der Kuppel im Scheitel 6 cm und im Kämpfer 8 cm, so ergibt sich

$$\sigma_b = \frac{1100}{100 \cdot 6} = 1{,}8 \text{ kg/cm}^2 \text{ im Scheitel,}$$

$$\sigma_b = \frac{1700}{100 \cdot 8} = 2{,}12 \text{ kg/cm}^2 \text{ im Kämpfer.}$$

Die Ringspannung wird im Scheitel

$$\varrho = 250 \cdot \frac{8{,}80}{2} = 1100 \text{ kg/m Druck}$$

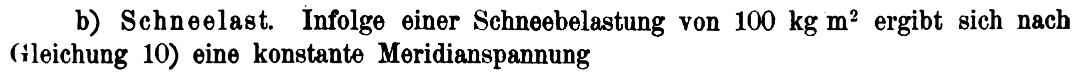
und im Kämpfer nach Gleichung 9)

$$\varrho = \frac{250\,(8{,}8^2 - 3 \cdot 8{,}8 \cdot 6{,}2 + 6{,}2^2)}{2 \cdot 8{,}8 - 6{,}2} = 1025 \text{ kg/m Zug.}$$

Die Ringspannung im Scheitel ergibt eine Betonpressung

$$\sigma_b = \frac{1100}{100 \cdot 6} = 1{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zugspannung im Kämpfer bezw. im unteren Teil der Kuppel wird von Profileisen aufgenommen, die erst weiter unten berechnet werden.



b) Schneelast. Infolge einer Schneebelastung von 100 kg/m² ergibt sich nach Gleichung 10) eine konstante Meridianspannung

$$\mu = 100 \cdot \frac{8{,}8}{2} = 440 \text{ kg/m Druck.}$$

Dieser entspricht eine Betonspannung von

$$\sigma_b = \frac{440}{100 \cdot 6} = 0{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ringspannung wird im Scheitel ebenso groß wie die Meridianspannung, im Kämpfer dagegen wird nach Gleichung 11)

$$\varrho = \frac{100}{2 \cdot 8{,}8}(8{,}8^2 - 4 \cdot 8{,}8 \cdot 6{,}2 + 2 \cdot 6{,}2^2) = 364 \text{ kg/m Zug.}$$

Die Meridianeisen sind am Fuß der Kuppel (Abb. 9) rd. 1,5 m voneinander entfernt. Sie bestehen aus ⊥-Eisen N.-P. $9 \times 4^1/_2$ mit $f_e = 10{,}2$ cm². Zugspannungen

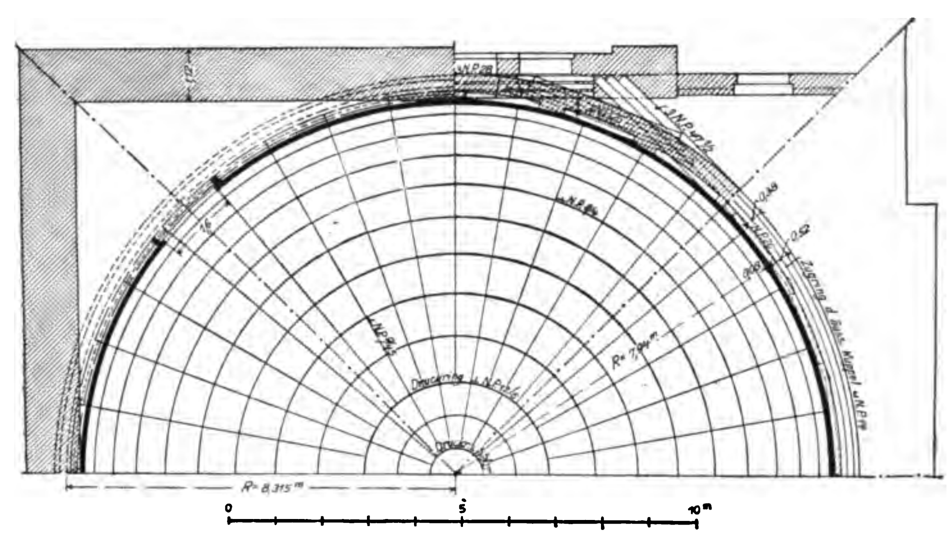


Abb. 9. Armeemuseum in München. Grundriß der Kuppel.

treten in diesen Meridianeisen nicht auf, und selbst wenn man sämtliche Druckspannungen den Eisen zuweisen wollte, so ergibt sich nur eine Druckspannung von

$$\sigma_e = 1{,}5\left(\frac{1700 + 440}{10{,}2}\right) = 315 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Parallelkreiseisen folgen ungefähr in Abständen von 1 m; sie erhalten also, wenn man die Zugfestigkeit des Betons unberücksichtigt läßt, eine größte Zugkraft von

$$Z = 1025 + 364 = 1389 \text{ kg.}$$

Die Eisen bestehen aus ∟-Eisen N.-P. $4^1/_2 \times 0{,}7$ mit $f_e = 5{,}86$ cm².

Bei 16 mm starken Anschlußnieten ist

$$\sigma_e = \frac{1389}{5{,}86 - 1{,}6 \cdot 0{,}7} = 293 \text{ kg/cm}^2$$

und die Beanspruchung der beiden Anschlußniete

$$\tau = \frac{1389}{2 \cdot 1{,}6^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 347 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Scheitel der Kuppel ist für eine Einsteigeöffnung durchbrochen. Wird die Weite der Öffnung zu 120 cm angenommen, so wird die Ringspannung, welche durch die Spannung der abgeschnittenen Meridiane bedingt ist, infolge Eigengewichts

$$\varrho = 1100 \cdot \frac{1{,}2}{2} = 660 \text{ kg Druck,}$$

infolge Schneelast

$$\varrho = 440 \cdot \frac{1{,}2}{2} = 264 \text{ kg Druck.}$$

In der Scheitelöffnung wird ein Druckring angeordnet, bestehend aus L-Eisen N.-P. 5 × 0,7 mit $f_e = 6{,}56$ cm², so daß im Druckring

$$\sigma_e = \frac{660 + 264}{6{,}56} = 141 \text{ kg/cm}^2.$$

Außer diesen Profileisen, welche das Gerippe der Kuppel bilden, treten auch noch die Rundeiseneinlagen des Betons in Tätigkeit, so daß die berechneten geringen Beanspruchungen noch vermindert werden.

Der Zugring am Fuß der Kuppel wird infolge der daselbst abgeschnittenen Meridianspannungen in Spannung versetzt. Es ist

$$Z = \mu \cos \alpha \cdot y = \mu \cdot \frac{r - x}{r} \cdot y$$

$$Z = (1700 + 440) \frac{(8{,}8 - 6{,}2) \cdot 8{,}35}{8{,}8} = \text{rd. } 5280 \text{ kg};$$

hierzu tritt noch die Ringspannung des Parallelkreises mit $\frac{1389}{2} =$ rd. 700 kg, so daß

$$Z = 5980 \text{ kg}$$

beträgt. Bei C-Eisen N.-P. 14 mit $f_e = 20{,}4$ cm² wird

$$\sigma_e = \frac{5980}{20{,}4} = 293 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Winddruck. Zu den im vorhergehenden berechneten Spannungen infolge Eigengewichts und Schneelast treten noch diejenigen infolge Winddrucks. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß größter Schnee- und größter Winddruck nicht gleichzeitig auftreten können.

In den Meridianen herrscht infolge Winddrucks nur Druck, und zwar ist dieser Meridiandruck am größten am Fuß der Kuppel. Nach Gleichung 27) ist, wenn $w =$ 200 kg/cm² gesetzt wird,

$$\max \mu = \frac{200 \cdot 8{,}35^2}{4 \cdot 8{,}8} = 396 \text{ kg/m},$$

Abb. 10. Armeemuseum in München. Fuß der Kuppel.

und nach Gleichung 28) berechnet sich die Ringspannung im Fuß der Kuppel zu

$$\varrho = \frac{200 \cdot 8{,}35^2}{4 \cdot 8{,}8^3} (3 \cdot 8{,}8^2 - 4 \cdot 8{,}35^2) = 238 \text{ kg/m Zug.}$$

Die Spannungen sind geringer als bei Schneelast, so daß sie nicht für die Querschnittsbestimmung in Betracht kommen.

Berechnung der inneren Kuppel.

Das Eigengewicht dieser Kuppel wird einschließlich der unteren Stuckverkleidung ebenfalls zu 250 kg/m² angenommen. Außer dieser Belastung wirken keine Kräfte auf die innere Kuppel. Bei einem Kugelhalbmesser von $r = 8$ m, einem größten $x = 6{,}8$ m und zugehörigem $y = 7{,}9$ m ergibt sich die Meridianspannung im Scheitel nach Gleichung 8a)

$$\mu = \frac{250 \cdot 8{,}0}{2} = 1000 \text{ kg/m Druck}$$

und nach Gleichung 8) im Kämpfer

$$\mu = \frac{250 \cdot 8{,}0^2}{2 \cdot 8{,}0 - 6{,}8} = 1740 \text{ kg/m Druck.}$$

Dies gibt ganz ähnliche Beanspruchungen wie an der äußeren Kuppel. Es wird daher genügen, wenn bei den Meridianen das nächst schwächere Profil ⊥-Eisen N.-P. 8 × 4 gewählt wird; die Eisen in der Richtung der Parallelkreise und der Fußring sind aus konstruktiven Gründen in denselben Stärken wie bei der äußeren Kuppel angenommen (vergl. Abb. 10).

β) Das Kegeldach.

Hat das Kegeldach die Höhe H und sein Grundkreis den Halbmesser R, so ist die Mantellinie $s = \sqrt{R^2 + H^2}$, $\sin\alpha = \frac{H}{s}$, ferner (vergl. Abb. 11)

$$y = x \operatorname{ctg}\alpha \quad \text{und} \quad ds = \frac{dx}{\sin\alpha} = \frac{dy}{\cos\alpha}.$$

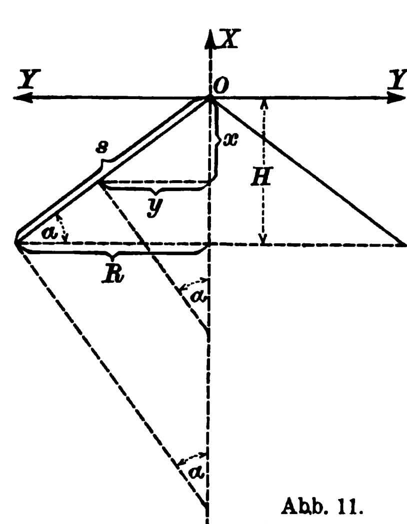


Abb. 11.

a) Einfluß des Eigengewichts.

Das Eigengewicht des Kegeldaches von der Höhe x und dem Halbmesser y seiner Basis beträgt (Bezeichnungen s. auch S. 546 u. 547)

$$Q_x = g\,\pi \cdot y \cdot \frac{x}{\sin\alpha},$$

also ist nach Gleichung 2) die Meridianspannung

$$\mu = \frac{g \cdot \pi \cdot y \cdot x}{2\,\pi\,y \cdot \sin^2\alpha} = \frac{g \cdot x}{2 \sin^2\alpha} \quad . \; . \quad 29)$$

Diese Spannung ist Druckspannung. Im Scheitel wird für $x = 0$ auch $\mu = 0$; mit wachsendem x nimmt auch μ zu ($\sin\alpha$ ist konstant), an der Basis des Kegeldaches wird

$$\max\mu = \frac{g \cdot H}{2\sin^2\alpha} = \frac{g \cdot s^2}{2H} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 29\text{a})$$

Die Ringspannung bestimmt sich nach Gleichung 5) zu

$$\varrho = \frac{1}{2\pi} \frac{d\left(g\,\pi\,y\,\frac{x}{\sin\alpha}\operatorname{ctg}\alpha\right)}{\frac{dx}{\sin\alpha}}$$

$$\varrho = \frac{g \cdot \pi \cdot \sin\alpha \cdot \operatorname{ctg}\alpha\; d\,(x^2 \operatorname{ctg}\alpha)}{2\,\pi \cdot \sin\alpha \cdot dx}$$

$$\varrho = g\,x \operatorname{ctg}^2\alpha = g\,\frac{y^2}{x} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 30)$$

Die Werte für ϱ sind stets positiv, daher auch die Ringspannung immer Druckspannung. Mit wachsendem y wächst auch ϱ, so daß es für die Querschnittsbestimmung genügt, die Spannungen an der Basis des Kegeldaches zu ermitteln.

Für den Grundkreis mit dem Halbmesser R wird

$$\max\varrho = \frac{g \cdot R^2}{H^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 30\text{a})$$

b) Einfluß der Nutzlast.

Ist die Schneebelastung für flachere Kegeldächer zu berücksichtigen und wird sie auf die wagerecht projizierte Fläche gleichmäßig verteilt $= p$ angenommen, so ist in

den Formeln für Eigengewicht [Gleichung 29) u. 30)] an Stelle von g der Wert $p \cos\alpha$ zu setzen. Es wird daher

$$Q_x = p \cdot \pi y \cdot x \cdot \operatorname{ctg}\alpha$$

und

$$\mu = \frac{p \cos\alpha \cdot x}{2 \sin^2\alpha} = \frac{p \cdot y}{2 \sin\alpha} \qquad 31)$$

Die Meridianspannung ist also stets Druckspannung und erreicht für die Basis des Kegeldaches ihren Größtwert

$$\mu = \frac{p \cdot R}{2 \sin\alpha} = \frac{p \cdot R \cdot s}{2H} \qquad 31a)$$

Für die Ringspannung erhält man den Wert

$$\varrho = \frac{p \cdot x \cdot \cos^3\alpha}{\sin^2\alpha} \qquad 32)$$

Auch für diese Belastung sind daher die Ringspannungen stets Druckspannungen, welche mit $x = H$ für die Basis des Kegeldaches ihren Größtwert erreichen:

$$\max\varrho = \frac{p \cdot R^3}{H \cdot s} \qquad 32a)$$

c) Einfluß eines Laternenaufsatzes.

Bei Anwendung der gleichen Bezeichnungen wie unter α), d) (vergl. auch Abb. 12) ergibt sich für einen beliebigen Parallelkreis Q_x als Summe des Gewichts des abgestumpften Kegels und des Laternengewichts. Es ist

$$Q_x = g \pi s (y + b) + L$$

$$Q_x = g \pi (y + b)(x - a) \frac{1}{\sin\alpha} + L$$

$$Q_x = g \pi (y^2 - b^2) \frac{1}{\cos\alpha} + L.$$

Abb. 12.

Also berechnet sich die Meridianspannung nach Gleichung 2) zu

$$\mu = \frac{g \pi (y^2 - b^2) \frac{1}{\cos\alpha}}{2 \pi y \sin\alpha} + \frac{L}{2 \pi y \sin\alpha}$$

$$\mu = \frac{g (y^2 - b^2)}{y \cdot \sin 2\alpha} + \frac{L}{2 \pi y \sin\alpha} \qquad 33)$$

und die Ringspannung nach Gleichung 5) zu

$$\varrho = \frac{g \cdot \pi}{2\pi} \cdot \frac{d\left[(y^2 - b^2) \frac{1}{\cos\alpha} \cdot \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}\right]}{\frac{dy}{\cos\alpha}} + \frac{1}{2\pi} \frac{d(L \operatorname{cotg}\alpha)}{ds}.$$

Da L und α als Konstante zu betrachten sind, verschwindet der zweite Ausdruck und es wird

$$\varrho = g \cdot y \operatorname{cotg}\alpha = g \cdot x \operatorname{cotg}^2\alpha = g \cdot \frac{y^2}{x} \qquad 34)$$

Dieser Wert ist der gleiche wie beim Kegeldach ohne Laternenaufsatz. Die Ringspannung ist also unabhängig von dem Gewicht der Laterne.

d) Einfluß des Winddrucks.

Werden die gleichen Annahmen gemacht wie bei der Berücksichtigung des Winddrucks auf Kugelkuppeln (vergl. S. 553), so nehmen — unter Beibehaltung der Bezeichnungen auf S. 546 u. f. — die Ausdrücke für die Meridian- und Ringspannungen folgende Form an:

Es ist

$$Q_x = \int_0^y p \cos \alpha \, ds \, 2 y \pi.$$

Da $ds = \frac{dy}{\cos \alpha}$ und α für alle Parallelkreise konstant ist, wird

$$Q_x = \frac{w \cdot \sin^2 \alpha \cos \alpha \cdot 2 \pi}{\cos \alpha} \int_0^y y \, dy$$

$$Q_x = w \sin^2 \alpha \, y^2 \pi$$

und nach Gleichung 2) die Meridianspannung

$$\mu = \frac{w \cdot \sin^2 \alpha \, y^2 \pi}{2 \pi y \sin \alpha}$$

$$\mu = \frac{\boldsymbol{w \sin \alpha \, . \, y}}{\mathbf{2}} \quad \text{(Druckspannung)} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 35)$$

Für die Ringspannung ergibt sich der Wert aus Gleichung 5)

$$\varrho = \frac{1}{2\pi} \frac{d\,(w \sin^2 \alpha \, y^2 \pi \operatorname{cotg} \alpha)}{ds}$$

$$\varrho = \frac{w \cdot \sin \alpha \cos^2 \alpha \, \pi \, d\,(y^2)}{2 \pi \, dy}$$

$$\boldsymbol{\varrho = w \sin \alpha \cos^2 \alpha \, . \, y} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 36)$$

2. Das zeichnerische Verfahren.

Methoden zum zeichnerischen Nachweis der Standfestigkeit massiver Kuppeln mit Rücksicht auf ein zugfestes Material wie Eisenbeton bestehen zur Zeit nicht.

Zur zeichnerischen Untersuchung werden daher die für Mauerwerk ohne Zugfestigkeit aufgestellten Verfahren verwandt. Hierzu liegt eine theoretische Berechtigung nicht vor. Praktisch ist bei den bisher über verhältnismäßig kleine Öffnungen ausgeführten Kuppeln eine vollkommene Ausnutzung des Materials nicht zu erreichen, weil die Abmessungen aus Konstruktionsgründen meist größer gewählt werden als die theoretisch ermittelten. Es erscheint daher die Wahl solcher Verfahren, welche stets zugunsten der Sicherheit reichliche Abmessungen ergeben, gerechtfertigt.

Im folgenden sollen deshalb zunächst zwei der älteren Verfahren angeführt werden, die sich bei gemauerten Kuppeln bewährt haben und bei Eisenbetonkuppeln erhöhte Standsicherheit ergeben.

Das Kuppelgewölbe unterscheidet sich vom Tonnengewölbe dadurch, daß es nicht in Elemente zerlegt werden kann, die in sich stabil sind ohne Zusammenhang mit den angrenzenden Gewölbeteilen. Denn bei einem von zwei Meridianebenen herausgeschnittenen Kuppelsektor müßte unter dem Einfluß senkrechter Lasten im Scheitel eine Horizontalkraft auftreten, was unmöglich ist, da die Angriffsfläche dort zu einer Linie, also zu Null wird, ein endlicher Druck von ihr also nicht aufgenommen werden kann. Wegen dieser falschen Annahme eines Horizontaldrucks im Scheitel sind die von Navier und anderen aufgestellten älteren Kuppeltheorien unbrauchbar.

Es wird also jeder Kuppelsektor und jede Lamelle desselben durch Widerstände der benachbarten Gewölbeteile im Gleichgewicht gehalten. Diese nach beiden Seiten

tangential gerichteten horizontalen Ringspannungen lassen sich in jeder Lamelle durch eine radial gerichtete Resultante ersetzen, die in die Meridianebene fällt. In eine Stützlinie für einen Kuppelsektor sind daher diese Horizontalkräfte in jeder Lamelle einzubeziehen.

Für die üblichen Ausführungen genügt es nun erfahrungsgemäß, nachzuweisen, daß für irgend eine mögliche Drucklinie im Gewölbe genügende Standsicherheit vorhanden ist. Mehrere Theoretiker haben nun unter verschiedenen Annahmen Drucklinien zum Stabilitätsnachweis empfohlen, von denen hier die Theorien von Wittmann[1]) und Föppl[2]) angeführt seien.

In dem verdienstvollen Werke von Autenrieth „Die statische Berechnung der Kuppelgewölbe, Berlin 1894“ sind diese und andere Theorien zusammengestellt und einer wissenschaftlichen Kritik unterzogen. Auch gibt Autenrieth hier selbst ein neues Verfahren zur Berechnung von Kuppelgewölben an, das indes für Eisenbeton als Baumaterial nicht geeignet erscheint.

a) Verfahren von Wittmann.

Wittmann geht von der Annahme aus, daß der Fugendruck, den ein Wölbstein auf seine Unterlage ausübt, höchstens um den Reibungswinkel von der Normalen zur Fugenrichtung abweichen darf, wenn ein Abgleiten verhütet werden soll, und daß der Fugendruck höchstens im unteren Kernpunkt angreifen darf, um ein Kanten zu verhindern. Bei jedem Gewölbestein muß also das Gewicht mit allen oberhalb wirkenden Kräften vereint einen resultierenden Fugendruck auf die Unterlage ausüben, der diesen beiden Forderungen gerecht wird. Wenn nicht, so muß der Fugendruck außerdem noch mit einer Horizontalkraft vereinigt eine Resultante ergeben, die beide Bedingungen erfüllt, also ein Gleiten und ein Kanten verhindert. Diese Horizontalkraft ist die Resultante der von den benachbarten Teilen ausgeübten Kräfte, der Ringkräfte.

Hiernach ergibt sich folgende Konstruktion. Der Kuppelsektor wird durch radiale Schnitte in der Vertikalebene in Lamellen zerlegt. An der obersten Lamelle I (vergl. Abb. 13) sind miteinander im Gleichgewicht das Gewicht G_1, der Horizontaldruck H_1 und der Druck D_1

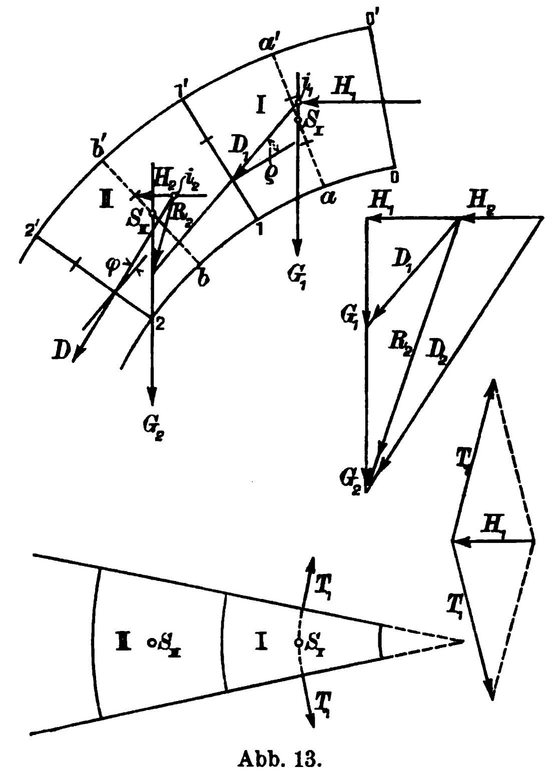


Abb. 13.

auf die erste Fuge 1 - 1'. Es ist von G_1 Größe, Richtung und Angriffspunkt, von D_1 Richtung und Angriffspunkt, von H_1 die Richtung bekannt, so daß sich in der Figur der Angriffspunkt i_1 für H_1, im Kräfteplan die Größe von H_1 und D_1 ergibt. Hierbei wird eine oberste Grenze für die Lage von H angenommen, nämlich die durch den

[1]) Wittmann, Statik der Hochbaukonstruktionen, Teil I, Berlin 1879.
[2]) Föppl, Theorie der Gewölbe. Leipzig 1881.

oberen Drittelpunkt der Lamellenmittellinie $a - a'$, weil sonst die Ringspannungen außerhalb des Kernes angreifen würden.

Fällt i_1 darüber hinaus, so wird durch Annahme eines kleineren Winkels ϱ, also durch unvollkommene Ausnutzung der Reibung, diese höchste Lage von H_1 eingehalten. Wird D_1 mit dem Gewicht G_2 der zweiten Lamelle zu R_2 zusammengesetzt, so sind an dieser im Gleichgewicht R_2, D_2 und H_2. Wird die Richtung von D_2 durch ϱ festgelegt, so ist wieder der Angriffspunkt von H_2 und die Größe von H_2 und D_2 bestimmt. Hierbei wird allerdings schon sehr bald ein Winkel $\varphi < \varrho$ angenommen werden müssen und H dann stets durch den oberen Drittelpunkt der Mittellinie gehen.

In gleicher Weise werden die Fugendrücke für die folgenden Lamellen untersucht, bis die Horizontalkräfte H zu Null werden. Von hier an werden die Ringspannungen aufhören.

Die so bestimmten Fugendrücke werden der Dimensionierung des Gewölbes zugrunde gelegt.

Die Untersuchung kann bei jedem beliebigen Horizontalring begonnen werden, gilt also für oben offene Kuppeln mit beliebigem Öffnungsdurchmesser. Für die Frage, welche Laternenlast auf einen solchen Ring aufgesetzt werden darf, ist die zulässige Druckbeanspruchung des Materials maßgebend. Ist diese σ_d kg/cm² und die Fugenfläche, auf der das erste Bogenstück aufruht, F cm², so kann diese Fläche einschließlich des Druckes infolge G_1 einen Druck $D = F \cdot \sigma_d$ aufnehmen, wenn der Fugendruck im Schwerpunkt angreift, also hier bei Druck im Kernpunkt $D = \frac{F \cdot \sigma_d}{2}$.

Trägt man diesen Druck im Kräfteplan (vergl. Abb. 14) in Richtung des ersten Fugendrucks D_1 auf — es sei die Strecke $\overline{1\,d}$ — und zieht d durch die Horizontale bis zum Schnitt d' mit dem verlängerten Lastenzug, so ergibt die Strecke $\overline{d'\,1}$ die Auflast, die in den ersten Fugen gerade noch zulässige Beanspruchungen hervorruft; $\overline{d'\,0}$ ist das zulässige Laternengewicht.

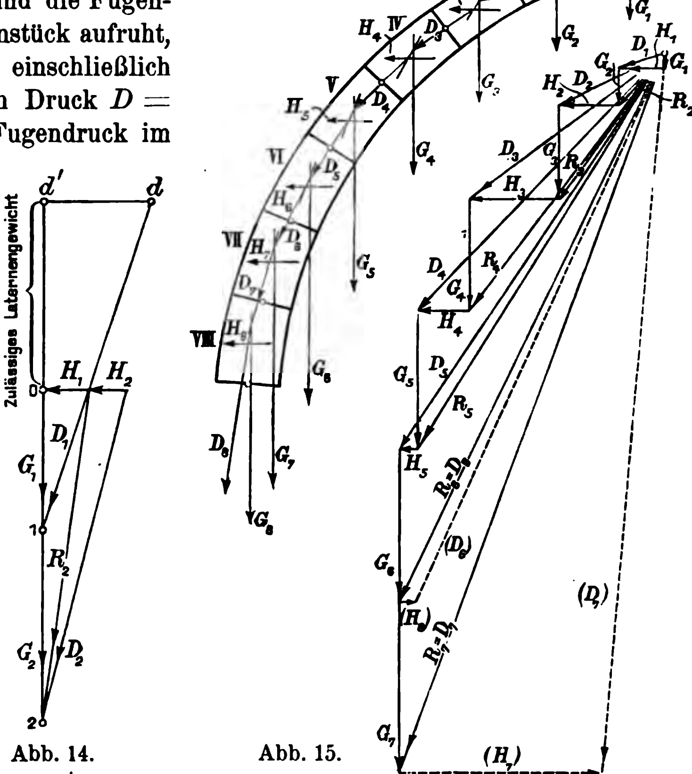


Abb. 14. Abb. 15.

b) Verfahren von Föppl.

Föppl bestimmt eine Drucklinie, die im oberen Teile der Kuppel mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt und im unteren Teile so fortgeführt wird, daß die Ringspannungen dort Null sind. Hierbei wird also zunächst der Angriff der Fugen-

drücke in der Fugenmitte angenommen, während die infolge der Ringspannungen entstehenden Horizontaldrücke im Lamellenschwerpunkte angreifen.

Durch diese Annahmen ergibt sich wieder eine einfache Konstruktion der Stützlinie (vergl. Abb. 15). An I greifen G_1, H_1 und D_1 an; H_1 und D_1 sind durch Zerlegung von G_1 zu finden. An II werden erst wieder D_1 und G_2 vereinigt, zu R_2, so daß R_2, D_2 und H_2 im Gleichgewicht sind. Die Größe von D_2 und H_2 folgt wieder durch Zerlegung von R_2. Jetzt ist D_2 nach Größe und Richtung bekannt.

So ist fortzufahren, bis sich für H Zugspannungen ergeben würden, dann ist der Fugendruck nicht mehr in der Fugenmitte, sondern in einem Punkt der Fuge so anzunehmen, daß H zu Null wird.

Zur Beurteilung beider Verfahren ist folgendes zu bemerken: Die Annahme der Richtung des Fugendrucks unter dem Reibungswinkel gegen die Normale ist nur bei verbindungslosen einzelnen Wölbsteinen gerechtfertigt, nicht mehr bei in Mörtel verlegtem Mauerwerk und noch weniger bei einem Verbundmaterial wie Eisenbeton.

Auch ist die Annahme irrtümlich, daß ein Kanten der Wölbsteine beim Angriff des Fugendrucks im Kernpunkt anfange, und daher ist auch die Annahme dieses Angriffpunkts nicht genau.

Trotzdem ist die nach Wittmann gezeichnete Stützlinie eine mögliche, wenn auch nicht die wirkliche Stützlinie, und sie ergibt brauchbare Resultate, so daß sich die Anwendung dieser Theorie für die Praxis empfiehlt. Das Föpplsche Näherungsverfahren dagegen ist nicht in allen Fällen zur Berechnung von Kuppelgewölben geeignet, da es in bestimmten Fällen für verschwindend kleine Abmessungen endliche Spannungen im Gewölbe ergibt (vergl. Autenrieth).

c) Die Drucklinie fällt mit der Gewölbemittellinie zusammen.

Es sei nunmehr noch eine dritte, in der Praxis angewandte Methode erwähnt, die von der Annahme ausgeht, daß die Drucklinie dauernd mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt. Es lassen sich dann an jedem Punkte die Meridian- und Ringspannungen durch Zerlegung der dort angreifenden Kraft finden.

Wird eine Kuppel (vergl. Abb. 16 u. 17) durch Meridian- und Horizontalschnitte in Felder zerlegt, so greift die Feldlast im

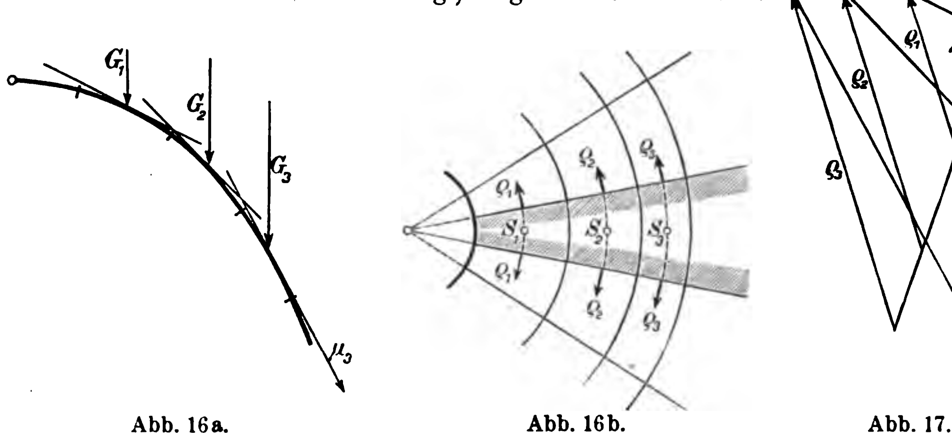


Abb. 16a. Abb. 16b. Abb. 17.

Schwerpunkt an. Die Zerlegung der Feldlasten (Eigengewicht, Nutzlast und Zuschlag für Wind) nach der zugehörigen Tangente an die Meridiankurve und der Horizontalen ergibt also die Meridianspannung μ und die Resultante H aus den beiderseitigen

Ringspannungen. Durch Zerlegung von H nach den Tangenten an die horizontale Schnittkurve in den Feldenden folgt dann die Ringspannung ϱ.

Zahlenbeispiel.[1])

Zur Veranschaulichung der zeichnerischen Verfahren diene ein Zahlenbeispiel, das nach der letzten Methode — Annahme der Drucklinie in der Gewölbemittellinie — durchgeführt wurde, die Kuppel der Zentralhalle im Erweiterungsbau der Münchener Universität.

Unter den mannigfachen interessanten Eisenbetonkonstruktionen dieses Baues, über die Dr.-Ing. Bosch in der Zeitschrift Beton u. Eisen 1909, Heft VIII bis X berichtet, ist am bedeutendsten der

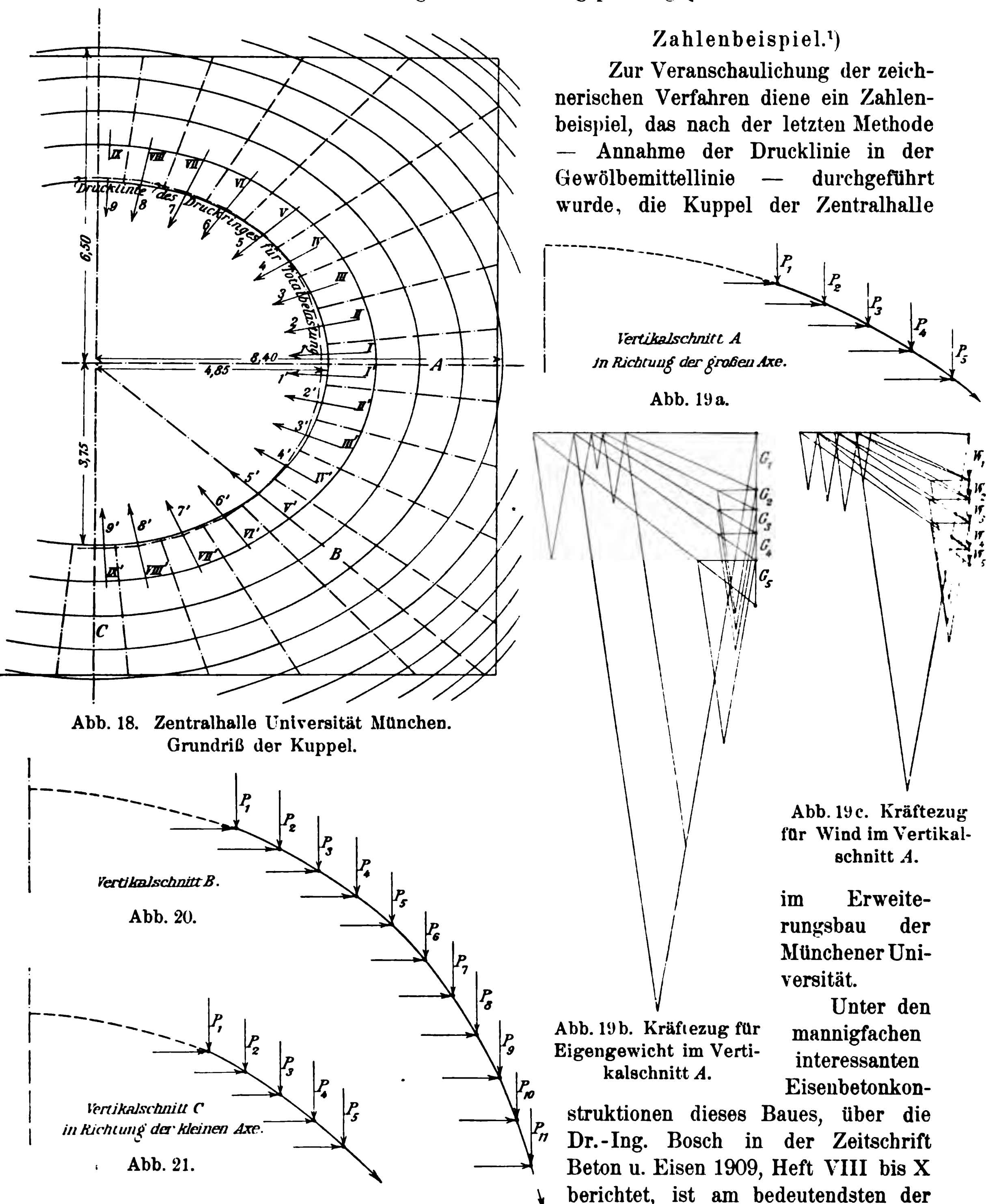


Abb. 18. Zentralhalle Universität München. Grundriß der Kuppel.

Abb. 19a.

Abb. 19b. Kräftezug für Eigengewicht im Vertikalschnitt A.

Abb. 19c. Kräftezug für Wind im Vertikalschnitt A.

Abb. 20.

Abb. 21.

[1]) Die Berechnung wurde in entgegenkommendster Weise von der ausführenden Firma Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H. München zur Verfügung gestellt.

Kuppelbau über der Zentralhalle. Der Grundriß ist rechteckig, daher wurde für die Kuppel eine elliptische Form gewählt. Weil das Rotationsellipsoid durch Umdrehung um eine horizontale Achse entstanden ist, war es einer analytischen Berechnung nicht zugänglich. Die Untersuchung erfolgte daher auf zeichnerischem Wege. Die vier den Raum begrenzenden Gurtbogen haben gleiche Scheitel- und Kämpferhöhe, so daß bei ihrer verschiedenen Spannweite zwei Bogen elliptische, zwei Halbkreisform haben. Von ihrer Scheitelhöhe ab erhebt sich die aus den Zwickeln aufsteigende Kuppel geschlossen bis zu einem elliptischen Schlußring von 9,7 und 7,5 m Achsenlänge.

Die Kuppel wurde nun (vergl. Abb. 18) zur Berechnung durch Horizontalschnitte in fünf Zonen zerlegt, von denen die unterste die Scheitel der Gurtbogen berührt. Durch Meridianebenen erfolgte eine Teilung in Felder; die Ebenen wurden so gewählt, daß sie auf der Scheitelhöhe der Gurtbogen etwa 1,5 m Abstand haben. Zur Berechnung wurde eine Stärke der Kuppelwandung von 8 cm oberhalb des fünften Ringes, von 10 cm unterhalb desselben angenommen.

Der Berechnung der Knotenpunktlasten liegen folgende Gewichtsannahmen zugrunde:

Eigenlast der Laterne	100 kg/m²	Grundfläche
Eigenlast der Kuppel oberhalb Ring 5, Stärke 8 cm	250 „	Dachfläche
Eigengewicht der Kuppel unterhalb Ring 5, mittlere Stärke 10 cm	150 „	„
Senkrechte Belastung durch Schnee und Wind . .	150 „	Grundfläche
Oberhalb Ring 5 Zuschlag für Kassettierung . . .	50 „	

Der elliptischen Form wegen wurden die Spannungen in drei Sektoren A, B und C ermittelt, je einem in Richtung der größten und kleinsten Achse und einem in Richtung der Diagonale des Grundrißrechtecks (vergl. Abb. 19 bis 21). Auch wurden die Untersuchungen für den Bauzustand vorgenommen, in welchem der Teil über dem zu untersuchenden Ringstab noch nicht betoniert ist. In nachfolgenden Tabellen sind für die Untersuchung der drei Felder A, B und C zunächst die Knotenpunktlasten, sodann die Meridian- und Ringkräfte zusammengestellt.

1. Feld *A*.

Knotenlasten.

Knoten	Eigenlast kg	Schnee und Wind Kassettierung kg	Summe kg
1	Decke $0{,}55 \cdot 0{,}9 \cdot 200$; Druckring $0{,}84 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}4 \cdot 2400$; Laterne $4{,}80 \cdot \frac{0{,}84}{2} \cdot 100$ $\}= 545$	$5 \cdot 2 \cdot \frac{0{,}93}{2} \cdot 200 = 480$	1025
2	$1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 200 = 200$	$1{,}0 \cdot 0{,}95 \cdot 200 = 190$	390
3	$1{,}0 \cdot 1{,}25 \cdot 200 = 250$	$0{,}93 \cdot 1{,}25 \cdot 200 = 234$	484
4	$1{,}0 \cdot 1{,}35 \cdot 200 = 270$	$0{,}88 \cdot 1{,}35 \cdot 200 = 240$	510
5	$0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 200 +$ Aufleger $= 470$	$0{,}50 \cdot 1{,}5 \cdot 200 = 150$	620

Meridiankräfte.

Maximum bei Gesamtbelastung.

Sparren	Maximale Stabkraft kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 2	+ 2700	720	+ 3,6
2 „ 3	+ 3250	800	+ 3,9
3 „ 4	+ 3800	960	+ 4,0
4 „ 5	+ 4400	1100	+ 4,6

Betonspannungen (Druck) ohne Berücksichtigung des Eisens.

Ringkräfte.

Maximum bei teilweiser Belastung.

Ring	Kraft infolge Eigenlast kg	Kraft infolge Schnee und Wind Max. kg	Min. kg	Gesamtkraft Max. kg	Min. kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 1¹	+ 4300	+ 3700	0	+ 8000	+ 4300	1600	+ 5,0
2 „ 2¹	+ 750	+ 1250	— 475	+ 2000	+ 275	760	+ 2,7
3 „ 3¹	+ 375	+ 1300	— 780	+ 1675	— 405	800	+ 2,1
4 „ 4¹	+ 550	+ 1240	— 700	+ 1790	— 150	850	+ 2,1
5 „ 5¹	+ 1320	+ 750 (620)	— 600	+ 2070	+ 720	900	+ 2,3

Die Kraft infolge Eigenlast bezieht sich hier auf den Fall des fertig eingebrachten Betons. Für die Dimensionierung der Ringstäbe in Eisen kommt jedoch der Fall in Betracht, wo der über dem bezüglichen Ringstab befindliche Kuppelteil noch nicht betoniert ist. Im letzteren Falle entstehen folgende Stabkräfte:

Ring 1 bis 1¹: 4300 kg Druck
„ 2 „ 2¹: 1300 „ „
„ 3 „ 3¹: 1250 „ „
„ 4 „ 4¹: 1225 „ „
„ 5 „ 5¹: 1900 „ „

Sparren 1 bis 2: 1470 kg Druck
„ 2 „ 3: 1760 „ „
„ 3 „ 4: 2000 „ „
„ 4 „ 5: 2300 „ „

2. Feld *B*.

Knotenlasten.

Knoten	Eigenlast kg	Schnee und Wind kg	Insgesamt kg
1	Decke $0{,}5 \cdot 0{,}88 \cdot 200$ Druckring $0{,}85 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}3 \cdot 2400$ Laterne $4{,}6 \cdot \frac{0{,}84}{2} \cdot 100$ $= 525$	$4{,}75 \cdot \frac{0{,}90}{2} \cdot 200 = 430$	955
2	$1{,}0 \cdot 0{,}95 \cdot 200 = 190$	$1{,}00 \cdot 0{,}9 \cdot 200 = 180$	370
3	$0{,}88 \cdot 1{,}22 \cdot 200 = 215$	$1{,}18 \cdot 0{,}86 \cdot 200 = 203$	418
4	$4{,}90 \cdot 1{,}38 \cdot 200 = 250$	$1{,}38 \cdot 0{,}78 \cdot 200 = 215$	465
5	$2 \cdot \frac{0{,}95}{2} \cdot \frac{(1{,}48 + 1{,}55)}{2} \cdot \frac{(200 + 300)}{2} + \text{Aufleger} = 440$	$0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 200 = 150$	590
6	$0{,}95 \cdot 1{,}60 \cdot 300 = 455$	—	455
7	$0{,}95 \cdot 1{,}75 \cdot 300 = 500$	—	500
8	$0{,}95 \cdot 1{,}82 \cdot 300 = 520$	—	520
9	$0{,}95 \cdot 1{,}61 \cdot 300 = 460$	—	460
10	$0{,}95 \cdot 0{,}78 \cdot 300 = 220$	—	220
11	$0{,}60 \cdot 0{,}50 \cdot 300 = 90$	—	90

Maximale Sparrenkräfte während der Betonierung:

Sparren 1 bis 2: 1300 kg Druck
„ 2 „ 3: 1500 „ „
„ 3 „ 4: 1750 „ „
„ 4 „ 5: 2000 „ „
„ 5 „ 6: 2325 „ „

Sparren 6 bis 7: 2750 kg Druck
„ 7 „ 8: 3125 „ „
„ 8 „ 9: 3850 „ „
„ 9 „ 10: 3925 „ „
„ 10 „ 11: 4050 „ „

Meridiankräfte.

Sparren	Maximale Stabkraft kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 2	+ 2250	720	+ 3,1
2 „ 3	+ 2750	800	+ 3,5
3 „ 4	+ 3250	960	+ 3,4
4 „ 5	+ 3700	1100	+ 3,4
5 „ 6	+ 4000	1550	+ 2,6
6 „ 7	+ 4300	1650	+ 2,6
7 „ 8	+ 4500	1755	+ 2,6
8 „ 9	+ 4900	1750	+ 2,9
9 „ 10	+ 5200	Übergang in den Gurtbogen.	
10 „ 11	+ 5400		

Betonspannungen berechnet ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage.

Ringkräfte.

Ring	Kraft infolge Eigenlast kg	Kraft infolge Schnee und Wind Max. kg	Kraft infolge Schnee und Wind Min. kg	Gesamtkraft Max. kg	Gesamtkraft Min. kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 1^1	+ 5750	+ 4350	0	+ 10 100	+ 5750	1500	+ 6,8
2 „ 2^1	+ 725	+ 1600	— 650	+ 2 325	+ 75	760	+ 3,1
3 „ 3^1	+ 500	+ 1500	— 900	+ 2 000	— 400	760	+ 2,7
4 „ 4^1	+ 650	+ 1300	— 950	+ 1 950	— 300	780	+ 2,5
5 „ 5^1	0	—	— 1900	0	— 1900	860	—
6 „ 6^1	— 300	—	— 875	— 300	— 1175	950	—
7 „ 7^1	+ 100	—	— 1000	+ 100	— 900	950	+ 0,1
8 „ 8^1	— 925	—	— 550	— 925	— 1475	950	—
9 „ 9^1	— 1075	—	— 675	— 1 075	— 1750	950	—
10 „ 10^1	Übergang in den Gurtbogen.						
11 „ 11^1							

Maximale Stabkräfte während der Betonierung:

Ring 1 bis 1^1: 5750 kg Druck	Ring 6 bis 6^1: 1775 kg Druck
„ 2 „ 2^1: 1550 „ „	„ 7 „ 7^1: 1575 „ „
„ 3 „ 3^1: 1500 „ „	„ 8 „ 8^1: 1325 „ „
„ 4 „ 4^1: 1530 „ „	„ 9 „ 9^1: 900 „ „
„ 5 „ 5^1: 2020 „ „	„ 10 „ 10^1: 375 „ „

3. Feld *C*.

Knotenlasten.

Knoten	Eigenlast kg	Schnee und Wind kg	Insgesamt kg
1	Decke $0{,}88 \cdot 0{,}44 \cdot 200$ Druckring $0{,}88 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}4 \cdot 2400$ Laterne $3{,}75 \cdot \frac{0{,}88}{2} \cdot 100$ $= 497$	$4{,}15 \cdot \frac{0{,}95}{2} \cdot 200 = 395$	892
2	$0{,}85 \cdot 1{,}03 \cdot 200 = 180$	$0{,}73 \cdot 1{,}06 \cdot 200 = 154$	334
3	$0{,}86 \cdot 1{,}22 \cdot 200 = 210$	$0{,}72 \cdot 1{,}22 \cdot 200 = 175$	385
4	$0{,}86 \cdot 1{,}35 \cdot 200 = 232$	$0{,}65 \cdot 1{,}36 \cdot 200 = 177$	409
5	$0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 200 +$ Aufleger $= 440$	$0{,}38 \cdot 1{,}50 \cdot 200 = 116$	556

Meridiankräfte.

Sparren	Maximale Stabkraft kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 2	+ 1800	720	+ 2,5
2 „ 3	+ 2200	880	+ 2,5
3 „ 4	+ 2700	1000	+ 2,7
4 „ 5	+ 3300	1120	+ 3,0

Betonspannungen (Druck) ohne Berücksichtigung des Eisens berechnet.

Ringkräfte.

Ring	Kraft infolge Eigenlast kg	Kraft infolge Schnee und Wind Max. kg	Kraft infolge Schnee und Wind Min. kg	Gesamtkraft Max. kg	Gesamtkraft Min. kg	Betonquerschnitt cm²	Betonspannung kg/cm²
1 bis 1¹	+ 6250	+ 4800	0	+ 11 050	+ 6250	1500	+ 7,4
2 „ 2¹	+ 1000	+ 1500	— 850	+ 2 500	+ 150	680	+ 3,7
3 „ 3¹	+ 1150	+ 1700	— 675	+ 2 850	+ 475	690	+ 4,2
4 „ 4¹	+ 1500	+ 1500	— 500	+ 3 000	+ 1000	690	+ 4,4
5 „ 5¹	+ 1950	+ 800	— 1125	+ 2 750	+ 825	720	+ 3,9

Maximale Stabkräfte während der Betonierung:

Ring 1 bis 1¹: 6250 kg Druck	Sparren 1 bis 2: 1050 kg Druck
„ 2 „ 2¹: 1800 „ „	„ 2 „ 3: 1275 „ „
„ 3 „ 3¹: 1600 „ „	„ 3 „ 4: 1510 „ „
„ 4 „ 4¹: 1700 „ „	„ 4 „ 5: 1850 „ „
„ 5 „ 5¹: 3400 „ „	

Für diese Beanspruchungen erwiesen sich die der Gewichtsberechnung zugrunde gelegten Abmessungen als ausreichend. Als Eisenbewehrung wurden Meridian- und Ringeisen eingelegt, und zwar als Meridianeisen 2 R.-E. 10 mm Durchm. je eins oben und unten in der Kuppelwandung in solchen Abständen, daß sie in Höhe der Gurtbogenscheitel 14 cm entfernt sind, als Ringeisen 8 R.-E. 8 mm Durchm. für 1 lfd. m Abwicklung. Die größte Eisenbeanspruchung beträgt dabei 625 kg/cm².

Abb. 22a.

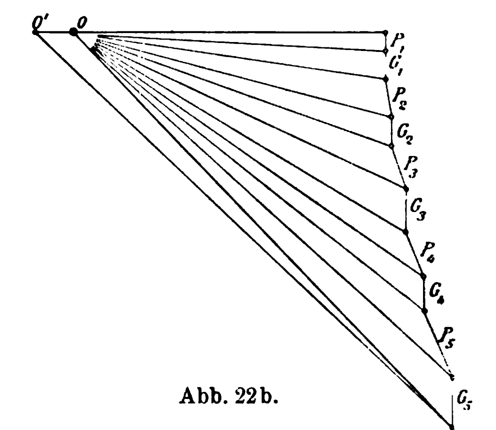


Abb. 22b.

Der elliptische Druckring wurde nach der Elastizitätstheorie genau untersucht und die Lage der Drucklinie und die Ringbeanspruchungen für totale Belastung bestimmt. Aus den so errechneten Momenten und Achsialkräften ergab sich eine Höhe des Gurtes von 40 cm mit je 6 R.-E. 20 mm Durchm. an der Innenkrümmung und je 3 R.-E. 20 mm außen.

Die großen Gurtbogen wurden wieder zeichnerisch nach der Stützlinientheorie untersucht. Die Bogen werden belastet durch die in Vertikal- und Horizontalebene schräg gegen sie laufenden Meridiankräfte. Es wurden die Vertikalkomponenten ganz in Rechnung gesetzt, von den Horizontalkomponenten dagegen nur die Seitenkräfte in der Gurtbogenebene, vernachlässigt wurden also die Seitenkräfte senkrecht zur Bogenstirn. Der Bogen ist also außer durch seine Eigenlasten von schrägen Kräften, aber nur in seiner Ebene, belastet. Für diese Lasten wurde die Stützlinie gezeichnet (vergl. Abb. 22a u. b). Als Abmessungen wurden bei einer Breite von 80 cm eine Scheitelstärke von 55 cm und eine Kämpferstärke von 80 cm gewählt bei einer doppelten Bewehrung von 5 R.-E. 20 mm Durchm.

II. Die Rippenkuppeln.

Die folgenden Untersuchungen beschränken sich auf den Fall, daß die Rippenkuppel als räumliches Tragwerk aufgefaßt wird. Vielfach sind in der Praxis Kuppelgewölbe zur Ausführung gelangt, welche durch zentrale Anordnung einzelner Rippen gebildet werden, deren Berechnung wie diejenige ebener Binder erfolgt und in anderen Abschnitten des Handbuches erläutert ist. Zur Vereinfachung der Rechnung sind bei diesen in ebene Binder aufgelösten Kuppelgewölben zuweilen im Scheitel und in den Fußpunkten der Diagonalbogenrippen Gelenke angenommen, so daß die Berechnung des Gewölbes wie bei einem ebenen Dreigelenkbogen erfolgen konnte (vergl. Ausstellungshalle München, S. 596 u. f.).

Unter den bekannten räumlichen Tragwerken des Eisenbaues hat sich die am meisten verbreitete Konstruktion, die Schwedlerkuppel, im Eisenbetonbau keinen Eingang verschaffen können. Denn die bei der Schwedlerkuppel vorausgesetzte Gelenkwirkung in den Angriffspunkten der Ringstäbe ist bei Eisenbetonrippen nicht vorhanden. Es ist vielmehr in der Praxis des Eisenbetonbaues üblich, den Fuß der Rippen durch einen Ring so zu verbinden, daß jede Rippe in ihrem Fuß als eingespannt angesehen werden kann. In diesem Falle wird bei symmetrischer Anordnung der Rippen und bei Wahl eines Kopfringes, gegen den sämtliche Rippen sich abstützen, das Tragwerk einfach statisch unbestimmt. Macht der Aufbau der Kuppel es erforderlich, daß weitere Zwischenringe angeordnet werden müssen, so wird durch jeden Zwischenring, der gelenkartig an die Rippen anzuschließen ist, eine weitere statische Unbestimmtheit herbeigeführt, so daß also z. B. eine Rippenkuppel mit einem Kopfring, einem Zwischenring und dem die Einspannung bewirkenden Fußring zweifach statisch unbestimmt ist. Der Fall, daß die Rippen sich oben im Scheitel ohne Kopfring vereinigen, ist aus Konstruktionsgründen kaum ausführbar. Die Berechnung der statisch nicht bestimmbaren Größen erfolgt in der üblichen Weise mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen auf Grund der Arbeitsgleichungen.

a) Die Rippenkuppel hat nur einen Kopfring. Das Tragwerk sei vollständig symmetrisch. Durchschneidet man den Kopfring, so erhält man für jede Rippe in der Meridianebene einen unten eingespannten Freiträger, der als statisch bestimmtes Hauptsystem gewählt werden soll. Die für diesen Freiträger (Zustand $X=0$) infolge der äußeren Lasten (Eigengewicht, Schnee) sich ergebenden Biegungsmomente seien

mit M_0 bezeichnet. Da diese Lasten alle symmetrisch in der Meridianebene der Kuppel wirken, müssen alle Stabkräfte in den Ringen gleich groß sein. Die beiden an einer Rippe zusammenstoßenden Kopfringstäbe geben eine Mittelkraft in der Meridianebene, die als statisch nicht bestimmbare Größe X_a eingeführt wird. Die dem Zustand $X_a = -1$ (Abb. 23) entsprechenden Biegungsmomente und Normalkräfte mögen M_a und N_a heißen. Aus den bekannten Elastizitätsgleichungen ergibt sich für die statisch nicht bestimmbare Größe der Wert

$$X_a = \frac{\int M_0 M_a \frac{ds}{EJ}}{\int M_a^2 \frac{ds}{EJ}}.$$

Abb. 23.

Beachtet man, daß für die Berechnung das Bogenelement ds stets eine endliche Größe sein wird und daß alle Tragrippen aus gleichem Baustoff hergestellt werden, so daß der Elastizitästmodul E als konstant angesehen werden kann, so ergibt sich der über die ganze Bogenrippe zu erstreckende Summenausdruck

$$X_a = \frac{\Sigma M_0 M_a \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma M_a^2 \cdot \frac{1}{J}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 37)$$

Nach Ermittlung von X_a berechnen sich die wirklichen Momente aus der Beziehung

$$M = M_0 - M_a \cdot X_a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 38)$$

Der Einfluß der Normalkräfte in den Rippen auf ihre Formänderung ist meist so gering, daß er vernachlässigt werden kann.

Wind. Die Formel 37) behält auch für Beanspruchung durch Winddruck ihre Gültigkeit, wenn man der Berechnung und Querschnittbestimmung nur die Untersuchung der am ungünstigsten beanspruchten Rippe zugrunde legt. Dies ist die vom Winde direkt getroffene Rippe, für deren Meridianebene dann ebenfalls symmetrische Lastzustände bestehen, so daß die zugehörigen Ringstabkräfte für diese Rippe gleich groß werden. Als Einheitswert empfiehlt es sich, eine Belastung durch eine wagerechte Kraft von 150 kg für 1 m² senkrechter Angriffsfläche zugrunde zu legen. Mit Rücksicht auf die Abnahme der Windintensität infolge der doppelten Krümmung der Kuppel in wagerechter und senkrechter Ebene ist die Windkraft auf eine beliebige Fläche zu $150 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos^2 \beta$ anzusetzen, wo α und β die zu der Fläche gehörigen horizontalen und vertikalen Zentriwinkel bedeuten.

Einfluß der Temperatur. In der Kuppel kann erstens eine einseitige gleichmäßige Erwärmung bezw. Abkühlung eintreten für den Fall, daß die Sonnenbestrahlung nur die eine Hälfte der Kuppel trifft, während die andere im Schatten liegt. In jeder einzelnen Rippe ist bei diesem Zustande die Temperatur gleichförmig vorausgesetzt. Die direkt getroffene Rippe erhält eine Temperatur t_1, sämtliche Rippen auf der Schattenseite haben eine Temperatur t_0; $t_1 - t_0 = t = 15^\circ$. Zwischen der vordersten Rippe und den Rippen im Schatten ändern sich die Temperaturen vom Grenzwert t_1 bis zum Grenzwert t_0 im Verhältnis der Kosinusquadrate der Winkel. Wird der Ausdehnungskoeffizient $\varepsilon = 0{,}000012$ gesetzt, so berechnet sich die statisch nicht bestimmbare Größe infolge dieser Temperaturänderung nach der Formel

$$X_a = \frac{\int N_a \varepsilon t \, ds}{\int M_a^2 \frac{ds}{EJ}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 39)$$

Ferner ist ein möglicher Unterschied zwischen Außen- und Innentemperatur zu berücksichtigen, durch den die oberen und unteren Rippenfasern ungleichmäßig erwärmt werden, und der auf der Sonnenseite von der direkt bestrahlten Rippe aus nach dem Kosinusquadratgesetz abnimmt bis zu einem konstanten Wert auf der Schattenhälfte. Wird nun ferner die für den Eisenbeton nur annähernd zutreffende Annahme gemacht, daß die Temperatur in jedem Querschnitt von der Außenseite zur Innenseite gleichmäßig übergeht, wird ferner die Höhe des Querschnitts mit h und der Temperaturunterschied mit $\varDelta t$ (etwa 15°) bezeichnet, so lautet die Elastizitätsgleichung

$$X_a = \frac{\int \varepsilon \cdot \frac{\varDelta t}{h} M_a ds}{\int M_a^2 \frac{ds}{EJ}} \qquad \text{40)}$$

b) Die Rippenkuppel hat einen Kopf- und einen Zwischenring. Durch Aufschneiden der beiden Gelenkringe erhält man hier als statisch bestimmtes Hauptsystem den eingespannten Freiträger, und das System ist zweifach statisch unbestimmt. Um für die Elastizitätsgleichungen eine möglichst einfache Form zu erhalten und die statisch nicht bestimmbaren Größen X aus je einer Elastizitätsgleichung direkt zu bestimmen, empfiehlt sich das von Prof. Siegmund Müller im Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 23 u. f. veröffentlichte Verfahren. Hiernach werden zur Herstellung der Zustände $X_a = -1$, $X_b = -1$ Kraftgruppen angenommen (Abb. 24). Berücksichtigt man ferner den Aufsatz von Siegmund Müller in der Zeitschrift „Armierter Beton“, 1909, Heft 4, so ergibt sich unter Beibehaltung der dort gewählten Bezeichnungen folgender Rechnungsgang.

Abb. 24.

Die an eine Rippe anstoßenden Stäbe des Kopfrings bezw. Zwischenrings ergeben in jeder Meridianebene zwei wagerechte Ringmittelkräfte, die mit Y_I bezw. Y_{II} bezeichnet werden mögen. Die Momente aus den Zuständen $Y_I = -1$, $Y_{II} = -1$ seien M_I, M_{II}. Dann bestimmen sich die Biegungsmomente für die X-Zustände in der Form

$$M_a = M_I; \quad M_b = M_{II} + \mu_{ab} \cdot M_a, \qquad \text{41)}$$

worin

$$\mu_{ab} = \frac{\Sigma M_a \cdot M_{II} \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma \frac{M_a^2}{J}} \qquad \text{42)}$$

Für die statisch nicht bestimmbaren Größen ergeben sich die Gleichungen

$$X_a = \frac{\Sigma M_0 \cdot M_a \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma M_a^2 \cdot \frac{1}{J}} \quad \text{und} \quad X_b = \frac{\Sigma M_0 \cdot M_b \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma M_b^2 \cdot \frac{1}{J}} \qquad \text{43)}$$

In den Ringen werden die Horizontalkomponenten zweier Stabkräfte

$$Y_I = X_a + \mu_{ab} \cdot X_b; \quad Y_{II} = X_b \qquad \text{44)}$$

Das wirkliche Moment für einen beliebigen Querschnitt der Bogenrippe ist

$$M = M_0 - M_a X_a - M_b X_b \qquad \text{45)}$$

Für die Untersuchung der Temperatureinflüsse kommt zur Bestimmung der statisch nicht bestimmbaren Größen zu der Gleichung 39) noch die Gleichung

$$X_b = \frac{\int N_b \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_b^2 \frac{ds}{EJ}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 46)$$

und zu der Gleichung 40)

$$X_b = \frac{\int \varepsilon \frac{\Delta t}{h} M_b \cdot ds}{\int M_b^2 \frac{ds}{EJ}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 47)$$

c) Rippenkuppel mit einem Kopfring und zwei Zwischenringen. Nach Aufschneiden der drei Gelenkringe werden für das dreifach statisch unbestimmte Tragwerk die drei wagerechten Ringmittelkräfte Y_{I}, Y_{II}, Y_{III} eingeführt und die Kraftgruppen der statisch nicht bestimmbaren Werte X_a, X_b, X_c nach dem Verfahren von Siegmund Müller ermittelt (vgl. die unter b) erwähnten Abhandlungen).

Es seien die Momente aus den Zuständen $Y_{\mathrm{I}} = -1$, $Y_{\mathrm{II}} = -1$, $Y_{\mathrm{III}} = -1$ mit M_{I}, M_{II}, M_{III} bezeichnet, dann sind die Biegungsmomente für die X-Zustände (Abb. 25)

$$\left.\begin{aligned} M_a &= M_{\mathrm{I}} \\ M_b &= M_{\mathrm{II}} + \mu_{ab} \cdot M_a \\ M_c &= M_{\mathrm{III}} + \mu_{bc} \cdot M_b + \mu_{ac} \cdot M_a \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad 48)$$

Hierin ist

$$\left.\begin{aligned} \mu_{ab} &= \frac{\Sigma M_a \cdot M_{\mathrm{II}} \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma \frac{M_a^2}{J}} \\ \mu_{ac} &= \frac{\Sigma M_a \cdot M_{\mathrm{III}} \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma \frac{M_a^2}{J}} \\ \mu_{bc} &= \frac{\Sigma M_b \cdot M_{\mathrm{III}} \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma \frac{M_b^2}{J}}. \end{aligned}\right. \quad \ldots \ldots \ldots \quad 49)$$

μ_{ac} μ_{bc} (M_c) 1

Abb. 25.

Für die statisch nicht bestimmbaren Werte tritt zu Gleichung 43) hinzu der Ausdruck

$$X_c = \frac{\Sigma M_0 \cdot M_c \cdot \frac{1}{J}}{\Sigma M_c^2 \cdot \frac{1}{J}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 50)$$

und es wird ferner

$$\left.\begin{aligned} Y_{\mathrm{I}} &= X_a + \mu_{ab} \cdot X_b + (\mu_{bc} \cdot \mu_{ab} + \mu_{ac}) \cdot X_c \\ Y_{\mathrm{II}} &= X_b + \mu_{bc} \cdot X_c \\ Y_{\mathrm{III}} &= X_c \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad 51)$$

Die wirklichen Momente erhält man aus der Beziehung

$$M = M_0 - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c \quad \ldots \ldots \quad 52)$$

Bei Berücksichtigung der Temperatureinflüsse kommt zu den unter a) und b) gegebenen Gleichungen noch der Wert

$$X_c = \frac{\int N_c \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{EJ}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 53)$$

und

$$X_c = \frac{\int \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot M_c \cdot ds}{\int M_c^2 \cdot \frac{ds}{EJ}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 54)$$

Werden mehr als zwei Zwischenringe angeordnet, so sind die vorstehenden Gleichungen sinngemäß zu erweitern.

Die Anwendung der obigen Formeln soll durch ein Zahlenbeispiel ausführlich erläutert werden.

Zahlenbeispiel.[1]) Kuppel der Friedrichstraßenpassage in Berlin.

Die allgemeine Anordnung der Konstruktion ist aus der ausführlichen Beschreibung des Gesamtbaues auf S. 636 u. f. zu ersehen (vergl. auch Abb. 26). Danach sind als tragende Kuppelkonstruktion 20 Meridianrippen und 4 Horizontalringe angeordnet.

Als äußere Kräfte sind Eigengewicht und Wind berücksichtigt. Die steilen Neigungen und das große Eigengewicht der Kuppel gestatten es, Schneebelastung zu vernachlässigen.

Abb. 26. Friedrichstraßenpassage in Berlin.

[1]) Die Berechnung wurde von Prof. Siegmund Müller aufgestellt.

Die Gewichte werden für die Materialeinheiten angenommen zu:

2400 kg/m³ Eisenbeton,
35 kg/m² Glaseindeckung,
6 kg/m² Bleiabdeckung.

Als Windeinheit ist eine Kraft von 150 kg/m² senkrechter Angriffsfläche zugrunde gelegt. Die Untersuchung ist für den Fall durchgeführt, daß der Wind in Richtung einer Rippe, also übereck angreift.

Die 20 Tragrippen sind nach ihrer Konstruktionsweise am Fuß biegungsfest eingespannt. Bei den Ringstäben wurden Gelenkanschlüsse angenommen. Biegungsspannungen erleiden die Ringstäbe nur durch ihr Eigengewicht und die Windfeldlasten.

Die Eigengewichtsbelastung ergibt in allen Rippen Symmetriezustände. Windbelastung schafft stets zwei symmetrische Kuppelhälften. Für beide Zustände stellt sich das Gesamtsystem als ein dreifach statisch unbestimmtes Tragwerk dar. Aus dem Winddruck auf die Laterne sind in den Knoten der Rippen auch Seitenkräfte senkrecht zur Rippenebene aufzunehmen. Die Stäbe des Kopfrings erhalten bei diesem Zustande verschiedene Kräfte. Dabei sind die Ringstabkräfte an der Vorderrippe in der Windrichtung infolge Symmetrie gleich. Deshalb ist hier die Mittelkraft aus diesen beiden Ringstäben als Y_I eingeführt.

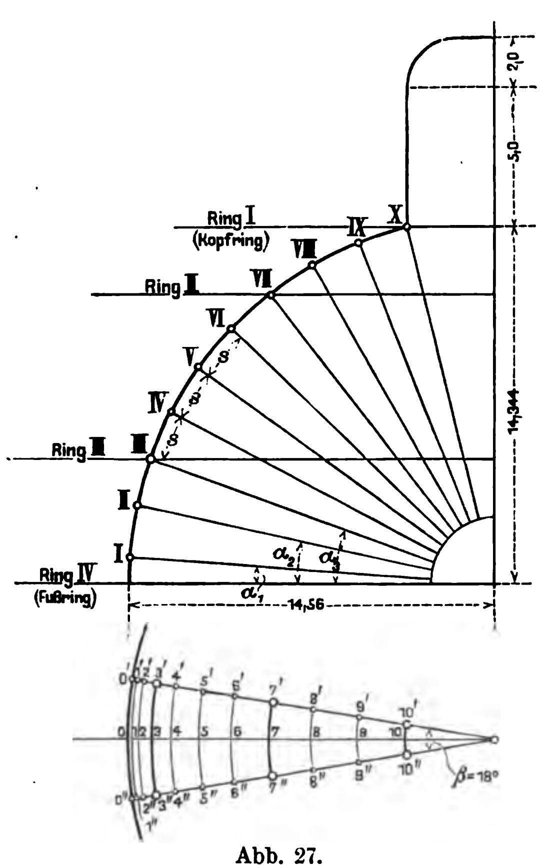


Abb. 27.

Für die Berechnung der Hauptkuppel ist die Einwirkung der Laterne (Zylindertrommel und Laternenkuppel) nur von untergeordneter Bedeutung. Die Eigengewichte ergeben nur lotrechte Kräfte, da die Laternenkuppel am Fuß durch einen Zugring zusammengehalten wird. Die Winddrücke auf Laternenkuppel und Trommel sind mit ihren wagerechten Seitenkräften gleichmäßig auf sämtliche Knoten des Kopfrings der Hauptkuppel zu verteilen. Aus dem Windmoment der Laterne ermitteln sich die be- und entlastenden lotrechten Zuschlagkräfte.

Durch Vorberechnungen wurde folgendes festgestellt:

Die Biegungsmomente der Rippen überwiegen in ihrem Einfluß auf die Elastizitätsgleichungen in solchem Maße, daß der Einfluß der Normalkräfte in den Rippen und Ringstäben vernachlässigt wurde. Die Normalkräfte wurden besonders ermittelt und erst bei der Spannungsberechnung eingesetzt.

Ferner wurden die Trägheitsmomente der in Breite und Stärke anwachsenden Rippenquerschnitte in den drei Zonen zwischen den Ringen nach Vorberechnung im Verhältnis 1 : 3 : 5 eingesetzt.

Für die Berechnung der Momente und der angreifenden Einzelkräfte ist eine Feldeinteilung der Kuppel vorgenommen, und zwar ist der halbe Meridiankreis vom Fuß bis zum Laternenring durch 11 Knotenpunkte 0 bis X in 10 Teile zerlegt. Die Teilung im Grundriß in 20 Teile mit einem Zentriwinkel von 18° ergab sich durch die Anzahl der Rippen (vergl. Abb. 27).

Das statisch bestimmte Hauptsystem wird durch Aufschneiden der drei Gelenkringe gebildet: Die Horizontalkräfte aus den Ringstäben auf die Rippen sind überzählige Einzelwerte Y_{I}, Y_{II}, Y_{III}.

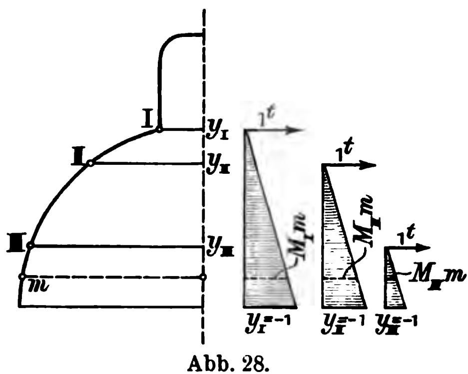


Abb. 28.

Die Gruppenfaktoren der X-Zustände sind analytisch gefunden worden. Für die Zustände $Y_{\mathrm{I}} = -1$, $Y_{\mathrm{II}} = -1$, $Y_{\mathrm{III}} = -1$ (vergl. Abb. 28) sind in nachstehenden Tabellen die Momente M_{I}, M_{II}, M_{III} als Grundlagen der Integrale dargestellt.

Tabelle I.

Punkt	J	$M_{\mathrm{I}} = M_a$	$\frac{M_a}{J}$	$\frac{M_a^2}{J}$
10		0	0	0
9	1	0,628	0,628	0,39438
8	1	1,153	1,153	1,32941
7	3	2,636	0,8787	2,31625
6	3	3,993	1,3310	5,31468
5	3	5,515	1,8384	10,13878
4	3	7,203	2,4010	17,29440
3	3	9,042	3,0140	27,25259
2	5	11,025	2,2050	24,31013
1	5	12,953	2,5206	33,55604
			$\Sigma \frac{M_a^2}{J} = 121,90666$	

Tabelle II.

Punkt	M_{II}	$M_{\mathrm{II}} \cdot M_a \frac{1}{J}$	$M_a \cdot \mu_{ab}$	M_b	$M_b \frac{1}{J}$	$M_b \cdot \frac{M_b}{J}$
10	0	0	0	0	0	0
9	0	0	—0,42549	—0,42549	—0,42549	0,18104
8	0	0	—0,78120	—0,78120	—0,78120	0,61027
7	0	0	—1,78600	—1,78600	—0,59533	1,06326
6	1,357	1,80617	—2,70542	—1,37872	—0,44947	0,60607
5	2,879	5,29275	—3,73664	—0,85764	—0,28588	0,24518
4	4,567	10,96537	—4,88033	—0,31333	—0,10444	0,03272
3	6,406	19,30768	—6,12633	+0,27967	+0,09322	0,02607
2	8,389	18,49775	—7,46989	+0,91911	+0,18382	0,16895
1	10,317	26,72722	—8,77619	+1,57081	+0,30816	0,47482
		82,59694			$\Sigma \frac{M_b^2}{J} = 3,40838$	

$$\mu_{ab} = -\frac{\Sigma M_a M_{\mathrm{II}} \cdot \frac{1}{J}}{\frac{\Sigma M_a^2}{J}} = -\frac{82,59694}{121,9066} = -0,6775.$$

Tabelle III.

Punkt	M_{III}	$\frac{M_a}{J}$	$\frac{M_b}{J}$	$M_a \cdot \frac{M_{III}}{J}$	$M_b \cdot \frac{M_{III}}{J}$
10	0	0	— 0	0	0
9	0	0,6280	— 0,42549	0	0
8	0	1,1530	— 0,78120	0	0
7	0	0,8787	— 0,59533	0	0
6	0	1,3310	— 0,44947	0	0
5	0	1,8384	— 0,28588	0	0
4	0	2,4010	— 0,10444	0	0
3	0	3,0140	+ 0,09322	0	0
2	1,983	2,2050	+ 0,18382	4,37252	0,36452
1	3,911	2,5906	+ 0,30816	10,13184	1,20521
				14,50436	1,56973

Tabelle IV.

Punkt	M_{III}	$M_b \cdot M_{bc}$	$M_a \cdot M_{ac}$	M_c	$M_c \cdot \frac{1}{J}$	$\frac{M_c^2}{J}$
10	0	0	0	0	0	0,00000
9	0	+ 0,19596	— 0,07472	+ 0,12124	0,12124	0,01470
8	0	+ 0,35978	— 0,13718	+ 0,22260	0,22260	0,04955
7	0	+ 0,82254	— 0,31363	+ 0,50891	0,16964	0,00863
6	0	+ 0,62101	— 0,47508	+ 0,14593	0,04864	0,00710
5	0	+ 0,39499	— 0,65617	— 0,26118	— 0,08706	0,02274
4	0	+ 0,14430	— 0,85701	— 0,71271	— 0,23707	0,16932
3	0	— 0,12870	— 1,07581	— 1,20461	— 0,40154	0,48370
2	1,983	— 0,42330	— 1,31174	+ 0,24796	+ 0,04959	0,01230
1	3,911	— 0,70962	— 1,54113	+ 1,66025	+ 0,33205	0,55129
					$\Sigma \frac{M_c^2}{J} =$	1,31933

$$\mu_{ac} = -\frac{14{,}50436}{121{,}9066} = -0{,}11897$$

$$\mu_{bc} = -\frac{1{,}56973}{3{,}40838} = -0{,}46055.$$

Hieraus ergeben sich für die verschiedenen Lastzustände, Eigengewicht, Wind und Temperaturkräfte, die entsprechenden Werte X_a, X_b, X_c, wenn die zu den Lasten gehörigen Werte M_0 eingesetzt werden.

Es folgt nun zunächst die Untersuchung für Eigengewicht.

Die Berechnung der Eigengewichte ergab für die verschiedenen Knotenpunkte die Werte der folgenden Tabelle, in deren letzter Zeile die aus den Gewichten errechneten M_0-Werte eingetragen sind.

Tabelle V.

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Für eine Rippe in kg	Für alle Rippen in t
Rippe mit Verkleidung . .	—	3970	3760	3520	3230	2980	2690	2360	2080	1600	—	26 190	523,80
Blei	—	28	27	25	24	23	22	21	19	5	—	194	3,88
Glas	—	322	316	200	285	261	233	100	162	25	—	1 904	38,08
Ringe	—	—	—	3800	—	—	—	1580	—	480	2640	8 500	170,00
Σ	—	4320	4103	7545	3539	3264	2945	4061	2261	2110	—	36 788	735,76
M_0 in tm . . .	123,56	121,86	112,19	96,08	78,70	60,10	42,08	25,41	13,64	5,03	0	—	—

Es ergeben sich jetzt die X-Werte für Eigengewicht, wobei die M_a, M_b und M_c aus den Tabellen I bis IV zu entnehmen sind.

Tabelle VI.

Punkt	M_0	$M_0 \frac{M_a}{J}$	$M_0 \frac{M_b}{J}$	$M_0 \frac{M_c}{J}$
10	0	0	0	0
9	5,03	3,15884	— 2,14021	+ 0,60984
8	13,64	15,72692	— 10,65557	+ 3,03626
7	25,41	22,32777	— 15,12734	+ 4,31055
6	42,08	56,00848	— 18,91370	+ 2,04677
5	60,10	110,48784	— 17,18139	— 5,23231
4	78,70	188,95870	— 8,21943	— 18,69676
3	96,08	289,58512	+ 8,95658	— 38,57996
2	112,19	247,37895	+ 20,62277	+ 5,56350
1	121,86	315,69052	+ 37,55238	+ 40,46361
	Σ	1249,32314	— 5,10591	— 6,47850

Es ist also nach Gleichung 43) und 50)

$$X_a = \frac{1249,32314}{121,9066} = \mathbf{10,2482}$$

$$X_b = -\frac{5,10591}{3,40838} = -\mathbf{1,4980}$$

$$X_c = -\frac{6,47850}{1,31933} = -\mathbf{4,9104.}$$

Jetzt sind die Horizontalkomponenten Y_1, Y_2, Y_3 der Ringkräfte bestimmt.

Es ist nach Gleichung 51)

$Y_I = 10,2482 + (-0,6775 \cdot -1,4980) + (-0,6775 \cdot -0,46055 - 0,11897) \cdot -4,9104 = 10,3152$ t

$Y_{II} = -1,4980 + (-0,46055 \cdot -4,9104) = +0,7635$ t

$Y_{III} = X_c = -4,9104$ t.

Am Fuße

$Y = -\Sigma Y = -6,1683$ t.

Die Ringkraft selbst ergibt sich aus Y, wie aus Abb. 29 ersichtlich ist.

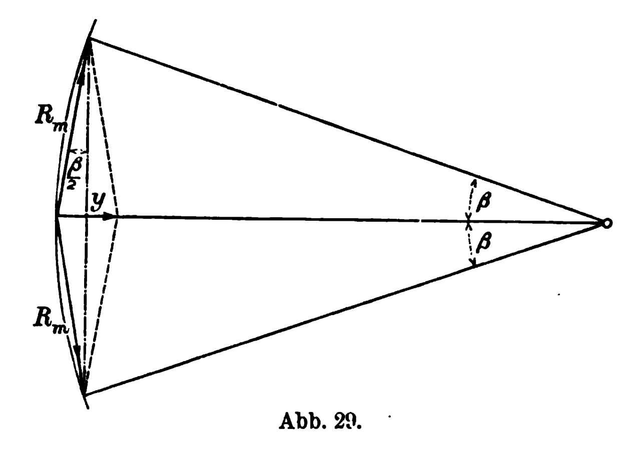


Abb. 29.

$$R_m = \frac{Y_m}{2 \sin \frac{\beta}{2}} = 3,2 \cdot Y_m.$$

Demnach ist

$$R_1 = 3,2 \cdot 10,3152 = 33,009 \text{ t (Druck)}$$

$$R_2 = 3,2 \cdot 0,7635 = 2,443 \text{ t (Druck)}$$

$$R_3 = -3,2 \cdot 4,9104 = -15,713 \text{ t (Zug)}.$$

Fußring

$$R = -3,2 \cdot 6,1683 = -19,739 \text{ t (Zug)}.$$

In den Rippen bestimmen sich die Momente infolge Eigenlast nach Gleichung 52) in den zehn Punkten wie folgt:

Tabelle VII.

Punkt	M_0	$M_a \cdot X_a$	$M_b \cdot X_b$	$M_c \cdot X_c$	$M_a \cdot X_a + M_b \cdot X_b + M_c \cdot X_c$	M
10	0	0	0	0	0	0
9	5,03	6,43587	+ 0,63738	— 0,59534	6,47791	— 1,448
8	13,64	11,81617	+ 1,17024	— 1,09306	11,89335	+ 1,746
7	25,41	27,01426	+ 2,67543	— 2,49895	27,19074	— 1,781
6	42,08	40,92106	+ 2.01993	— 0,71657	42,22442	— 0,164
5	60,10	56,51882	+ 1,28474	+ 1,28250	59,08606	+ 1,014
4	78,70	73,81778	+ 0,46937	+ 3,49969	77,78684	+ 0,913
3	96,08	92,66422	— 0,41895	+ 5,91512	98,16039	— 2,070
2	112,19	112,98641	— 1,37683	— 1,21758	110,39200	+ 1,798
1	121,86	132,74493	— 2,30813	— 8,15249	122,28431	— 0,424
0	123,56	144,59185	— 2,86747	— 12,30900	129,41538	— 5,855

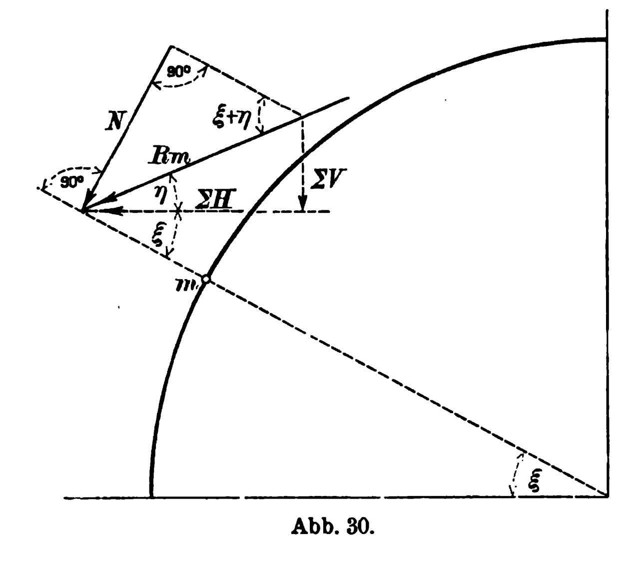


Abb. 30.

Für Punkt 0 ist

$M_a = \mathbf{14{,}109}$

$M_b = 11{,}473 - 0{,}6775 \cdot 14{,}109 = \mathbf{1{,}91420}$

$M_c = 5{,}067 - 0{,}46055 \cdot 1{,}9142 - 0{,}11898 \cdot 14{,}109 = \mathbf{2{,}50679}.$

Es werden ferner die Normalkräfte N besonders bestimmt.

Die Bestimmung geschieht im allgemeinen folgendermaßen: Der Zentriwinkel des Punktes m sei ξ, und die Resultierende der äußeren Kräfte und der Ringkräfte R_m soll mit der wagerechten Richtung den Winkel η einschließen, dann ist (Abb. 30)

$$N = R \cdot \sin(\xi + \eta),$$

wobei

$$R = \sqrt{(\Sigma H)^2 + (\Sigma V)^2}$$

$$\operatorname{tg} \eta = \frac{\Sigma V}{\Sigma H}, \quad \eta = \operatorname{arctg} \frac{\Sigma V}{\Sigma H}.$$

Für die einzelnen Punkte ergeben sich folgende Resultate:

Tabelle VIII.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R	37,4	37,4	33,1	29,0	23,7	20,6	17,9	15,7	12,5	11,8	10,6
N	37,0	37,3	33,1	29,0	23,7	20,6	17,9	15,7	12,5	11,8	10,6

Bei der Winddruckuntersuchung ist getrennt behandelt der Winddruck auf die Kuppel und der auf die Laterne mit seinem Einfluß auf die Spannungen in der Kuppel. Für den ersten Fall ergeben sich die nach dem Kosinusquadrat-Gesetz abnehmenden Windeinzelkräfte und daraus die M_0-Werte wie folgt:

Tabelle IX.

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
W horizontal . .	1360	1260	1060	840	600	380	200	90	30
W vertikal . . .	100	270	390	450	520	360	250	160	80
M_0^{W} tm	30	20,65	13,15	7,71	4,05	1,91	0,74	0,16	0

Hierdurch sind jetzt die X-Werte bestimmt. Für eine vom Winde direkt getroffene Rippe gilt die Zusammenstellung folgender Tabelle:

Tabelle X.

Punkt	J	M_0^W	$\frac{M_a}{J} \cdot M_0$	$\frac{M_b}{J} \cdot M_0$	$\frac{M_c}{J} \cdot M_0$
10	1	0	0	0	0
9	1	0	0	0	0
8	1	0,16	+ 0,18448	— 0,12500	+ 0,03562
7	3	0,74	+ 0,65024	— 0,44054	+ 0,12553
6	3	1,91	+ 2,54221	— 0,85849	+ 0,09290
5	3	4,05	+ 7,42554	— 1,15781	— 0,35259
4	3	7,71	+ 18,51171	— 0,80523	— 1,83166
3	3	13,15	+ 39,63410	+ 1,22584	— 5,28025
2	5	20,65	+ 45,53325	+ 3,79588	+ 1,02403
1	5	30,00	+ 77,71800	+ 9,24480	+ 9,96150
		Σ	+ 192,20953	+ 10,87945	+ 3,77508

Für die ganze Kuppel (für alle 20 Ringe) ist also

$$X_a = \mathbf{0{,}31533}$$
$$X_b = \mathbf{0{,}60384}$$
$$X_c = \mathbf{0{,}57237}.$$

Es folgen dann die Größen von Y_{I}, Y_{II}, Y_{III} für Winddruck nur auf die Kuppel nach Gleichung 51)

$$Y_{\mathrm{I}} = 0{,}31533 - 0{,}6775 \cdot 0{,}60384 + 0{,}19304 \cdot 0{,}57237$$
$$Y_{\mathrm{I}} = 0{,}01667 \text{ t}$$
$$Y_{\mathrm{II}} = 0{,}60384 - 0{,}46055 \cdot 0{,}57237$$
$$Y_{\mathrm{II}} = 0{,}34028 \text{ t}$$
$$Y_{\mathrm{III}} = X_c = 0{,}57237 \text{ t.}$$

Am Fuße

$$Y = \Sigma Y = -0{,}92932 \text{ t.}$$

Es sind alsdann die Ringkräfte (vergl. Abb. 29)

$$R_1 = 3{,}2 \cdot 0{,}01667 = 0{,}0533 \text{ t}$$
$$R_2 = 3{,}2 \cdot 0{,}34028 = 1{,}089 \text{ t}$$
$$R_3 = 3{,}2 \cdot 0{,}57237 = 1{,}831 \text{ t}$$
$$R \text{ (Fußring)} = -3{,}2 \cdot 0{,}92932 = -2{,}973 \text{ t.}$$

Bei Berechnung der Momente für die Rippen sind die Rippen auf der Windseite und der Windschattenseite getrennt zu behandeln.

Für die Windseite folgt

$$M = M_0 - M_a \cdot X_a - M_b X_b - M_c X_c.$$

Für die Windschattenseite

$$M = -(M_a X_a + M_b X_b + M_c X_c).$$

Tabelle XI.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Rippenmomente auf der Windseite	+29,96062	+24,03419	+16,47600	+10,81927	+6,03574	+3,09440	+1,38161	+0,69602	+0,15075	+0,0091[illegible]	[illegible]
Rippenmomente auf der Windschattenseite	− 7,03938	− 5,96507	− 4,17400	− 2,33073	−0,67426	−0,55560	−0,52839	−0,04398	−0,01925	−0,00911	[illegible]

Die Normalkräfte ergeben sich auf der Windseite so wie bei dem Eigengewicht aus der Resultierenden der Wind- und Ringspannungen an jeder Stelle und der Neigung dieser Resultierenden (vergl. Abb. 30). Sie betragen

Tabelle XII.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N	2,60	2,20	1,67	1,31	0,60	0,56	0,25	0,35	0,05	0,02	0,02

Auf der dem Winde abgewandten Seite sind nur horizontale Kräfte (Ringkräfte) vorhanden. Dort ist also die Normalkraft für den Punkt m

$$N = R \cdot \sin \xi \text{ (Abb. 31).}$$

Demnach ist dort

Tabelle XIII.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N	0,08	0,07	0,20	0,33	0,17	0,21	0,25	0,28	0,02	0,02	0,02

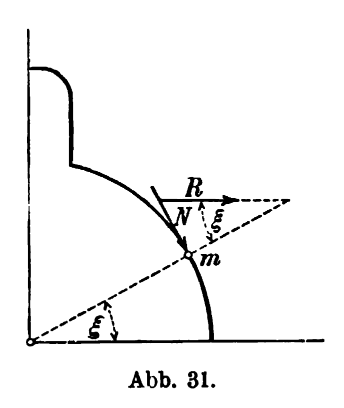


Abb. 31.

Es bleibt nun der Einfluß der **Windkräfte auf die Laterne** zu verfolgen. Die Laterne besteht aus einem Zylinder, der durch eine Flachkuppel abgeschlossen ist. Da die Höhe der Flachkuppel im Verhältnis zum Durchmesser nicht groß ist, werden die vertikalen Komponenten des auf die Abdeckung wirkenden Winddrucks nicht berücksichtigt, sondern es wird als Angriffsfläche für den horizontal wirkenden Winddruck ein Zylinder gleich dem Durchmesser der Laterne = 7,5 m und der Höhe gleich der Gesamthöhe der Laterne = 7,2 m angenommen.

Dann ist die Größe des Winddrucks

$$W_L = \frac{2}{3} \cdot 7{,}5 \cdot 7{,}2 \cdot 150 = 5400 \text{ kg}.$$

Die Laterne ruht auf 10 Pfeilern so, daß sie die 20 Kuppelrippen gleichmäßig belastet; die vertikalen Einzelkräfte, die sie auf die Rippen ausübt, berechnen sich in den einzelnen Punkten zu folgenden Werten:

Tabelle XIV.

Nr.	1	2 = 20	3 = 19	4 = 18	5 = 17	6 = 16	7 = 15	8 = 14	9 = 13	10 = 12	11
P_m^v in t	− 0,499	− 0,226	− 0,160	− 0,085	− 0,023	0	+ 0,023	+ 0,085	+ 0,160	+ 0,226	+ 0,499

In der Tabelle bedeutet + Druck, — Zug.

Die Horizontalkraft des Windes verteilt sich gleichmäßig auf alle 20 Rippen, so daß also jede eine Kraft von $\frac{5400}{20} = 0{,}270$ t aufzunehmen hat (vergl. Abb. 32).

Die so ermittelten Vertikal- und Horizontalkräfte greifen in den obersten Punkten der Kuppel als äußere Kräfte der einzelnen Rippen an.

Die zu diesen Belastungen gehörigen X-Werte sind für die vertikalen und horizontalen Zusatzkräfte getrennt ermittelt, sie sind für die Vertikalkräfte = 0, für die Horizontalkräfte

$$X_a = \frac{\frac{\Sigma M_0 M_a}{J}}{\frac{\Sigma M_a^2}{J}} \cdot \frac{1}{20} = -0{,}269$$

$X_b = 0, \qquad X_c = 0.$

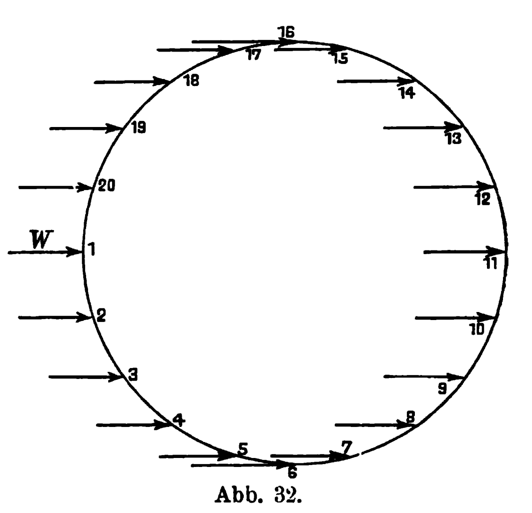


Abb. 32.

Es ergeben sich daher die Zusatzmomente durch die Vertikalkräfte zu $M^v = M_0^v$, die infolge der Horizontalkräfte zu $M^h = M_0^h - M_a^h X_a$.

Die wirklichen Zusatzmomente ergeben sich aus der Zusammenstellung beider Momente M^v und M^h.

Sie sind in der folgenden Tabelle für Rippe 1 (Windseite) und Rippe 11 (windabgewendete Seite) zusammengestellt.

Tabelle XV.

Nr.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M in Rippe 1	+ 2,135	+ 1,535	+ 0,643	− 0,146	− 0,724	− 1,101	− 1,283	− 1,262	− 1,232	− 0,613	0
M in Rippe 11	- 2,135	− 1,535	− 0,643	+ 0,146	+ 0,724	+ 1,101	+ 1,283	+ 1,262	+ 1,232	+ 0,613	0

Die Normalkräfte aus dem Laternenwind werden ihrer geringen Größe wegen vernachlässigt.

Die wirklichen Spannungen in den Ringen folgen aus $Y_1 = X_a = -0{,}269$ t und $Y = +0{,}269$ t

$$\text{zu } R_1^1 = -3{,}2 \cdot 0{,}269 = -0{,}861 \text{ t}$$

$$R_2^1 = R_3^1 = 0, \qquad R_4^1 = +0{,}861 \text{ t}$$

$$R_1^{11} = 1{,}72 + \frac{1{,}72}{0{,}27} \cdot 0{,}269 = +3{,}44 \text{ t}$$

$$R_2^{11} = R_3^{11} = 0, \qquad R_4^{11} = -3{,}44 \text{ t.}$$

Hierbei bedeutet der untere Index den Horizontalring, in dem die Spannkraft herrscht, der obere Index die Meridianrippe, an der die Kraft angreift, also R_4^{11} die Kraft, die der vierte Ring (Fußring) auf die Rippe 11 (an der Windschattenseite) ausübt.

Die Gesamtwirkung aus den Windkräften auf die Kuppel und die Laterne ist in Tabelle XVI und XVII zusammengestellt.

1. Ringkräfte.

Tabelle XVI.

Nr.	Rippe 1			Rippe 11		
	Kuppel	Laterne	Σ	Kuppel	Laterne	Σ
R_1	0,053	− 0,861	0,808	0,053	+ 3,44	3,493
R_2	1,089	0	+ 1,089	1,089	0	1,089
R_3	1,831	0	+ 1,831	1,831	0	1,831
R	− 2,973	+ 0,861	− 2,112	− 2,973	− 3,44	− 6,413

2. Rippenmomente.

Tabelle XVII.

Nr.	Rippe 1, Windseite			Rippe 11, Windschattenseite		
	Wind auf Kuppel	Wind auf Laterne	Σ	Wind auf Kuppel	Wind auf Laterne	Σ
10	0	0	0	0	0	0
9	+ 0,0091	− 0,613	− 0,604	− 0,091	+ 0,613	+ 0,604
8	+ 0,1508	− 1,232	− 1,081	− 0,0193	+ 1,232	+ 1,213
7	+ 0,6960	− 1,262	− 0,566	− 0,0440	+ 1,262	+ 1,218
6	+ 1,3816	− 1,283	+ 0,099	− 0,5284	+ 1,283	+ 0,755
5	+ 3,0944	− 1,101	+ 1,993	− 0,9556	+ 1,101	+ 0,145
4	+ 6,0357	− 0,724	+ 5,312	− 1,6743	+ 0,724	− 0,950
3	+ 10,8193	+ 0,146	+ 10,965	− 2,3307	+ 0.146	− 2,185
2	+ 16,4760	+ 0,643	+ 17,119	− 4,1740	− 0,643	− 4,817
1	+ 24,0342	+ 1,535	+ 25,569	− 5,9650	− 1,535	− 7,500
0	+ 29,9606	+ 2,135	+ 32,096	− 7,0394	− 2,135	− 9,174

Es bleibt die Untersuchung des Einflusses von Temperaturänderungen.

Die Hauptrippe 1 erhält eine Temperatur t_1, sämtliche Rippen auf der Gegenseite (6 bis 16) (vergl. Abb. 32) haben eine Temperatur t_0. In den Rippen zwischen 1 und der Gegenseite ändern sich die Temperaturen vom Grenzwert t_1 bis zum Grenzwert t_0 im Verhältnis der Kosinusquadrate der Winkel, so daß beispielsweise in der Rippe 4 eine Temperatur $t_4 = t_1 \cdot \cos^2 4\gamma$ herrscht.

Bei den Elastizitätsgleichungen sind die Integrationen auf die ganze Kuppel auszudehnen. Da die vorhergehenden Rechnungen das Verhältnis der Trägheitsmomente schon enthalten, so ist hier nur das als Einheit gewählte, mittlere Trägheitsmoment des Stückes 10 bis 7 (vergl. Abb. 32) einzuführen (J_0).

Mit Rücksicht darauf, daß durch die Exzentrizitäten nur ein Teil des vollen Querschnitts als wirksame Fläche zu betrachten ist, wird als J_0 das Trägheitsmoment des obersten Querschnitts (10), dieses aber voll eingeführt (mit Vernachlässigung der Eiseneinlage). Es ist alsdann

$$J_0 = \frac{1}{12} \cdot 0{,}40^3 \cdot 0{,}50 = 0{,}00267 \text{ m}^4.$$

Im Nenner der Formeln für

$$X_a,\ X_b,\ X_c \text{ ist } ds = s = 2{,}008$$

(vergl. Abb. 27) konstant, es ist daher

$$X_a = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \cdot \int N_a\, t_1 \cdot ds}{ds \cdot 20 \cdot \Sigma \frac{M_a^2}{J}} .$$

Ähnlich ist

$$X_b = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \cdot \int N_b \cdot t_1 \cdot ds}{ds \cdot 20\, \Sigma \frac{M_b^2}{J}}$$

$$X_c = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \int N_c \cdot t_1\, ds}{ds \cdot 20\, \Sigma \frac{M_c^2}{J}},$$

wobei

$$\Sigma \frac{M_a^2}{J}, \quad \Sigma \frac{M_b^2}{J}, \quad \Sigma \frac{M_c^2}{J}$$

die schon früher berechneten Werte sind.

Es ist danach

$$X_a = 0{,}0000092 \cdot \int N_a \cdot t_1 \cdot ds$$
$$X_b = 0{,}0003 \cdot \int N_b \cdot t_1 \cdot ds$$
$$X_c = 0{,}00085 \cdot \int N_c \cdot t_1 \cdot ds.$$

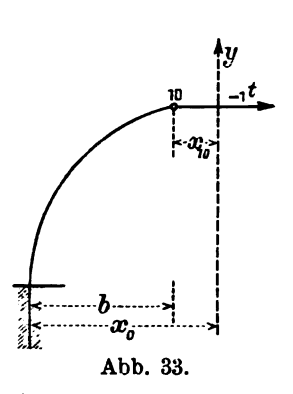


Abb. 33.

Zur Bestimmung der X-Werte wird zunächst die Rippe 1 betrachtet.

Für diese allein ist t_1 konstant und

$$\int N_a\, ds = b = x_0 - x_{10} = 12{,}06$$

(Abb. 33), so daß hier

$$\int N_a\, t_1\, ds = t_1 \cdot 12{,}06$$

wird; für alle Rippen ist dann

$$\int N_a\, t_1\, ds = 12{,}06 \cdot t_1 (1 + 2 \cdot \cos^2 \gamma + 2 \cos^2 2\gamma + 2 \cos^2 3\gamma + 2 \cos^2 4\gamma) = 12{,}06 \cdot t_1 \cdot 4{,}0$$

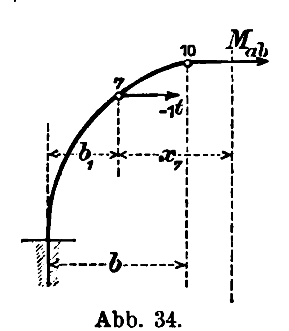


Abb. 34.

und

$$X_a = 0{,}0000092 \cdot 4{,}0 \cdot 12{,}06 \cdot t_1 = 0{,}00044\, t_1.$$

Es ist ferner für die Rippe 1 (Abb. 34)

$$\int N_b \cdot ds = M_{ab} \cdot b + 1 \cdot b_1$$
$$= M_{ab}(x_0 - x_{10}) + (x_0 - x_7)$$
$$= -0{,}6775 \cdot 12{,}06 + 5{,}59 = -2{,}577$$

und für die ganze Kuppel

$$\int M_b \cdot t_1 \cdot ds = -2{,}577 \cdot t_1 \cdot 4{,}0.$$

Hieraus

$$X_b = -0{,}0003 \cdot 4 \cdot 2{,}577\, t_1 = -0{,}00309\, t_1.$$

Endlich ist für Rippe 1 (Abb. 35)

$$\int N_c \cdot ds = M_{ac} \cdot b + M_{bc} \cdot b_1 + 1 \cdot b_2$$
$$= -0{,}119 \cdot 12{,}06 - 0{,}461 \cdot 5{,}594 + 0{,}91$$
$$= -3{,}1$$
$$X_c = -0{,}00085 \cdot 4{,}0 \cdot 3{,}1 \cdot t_1 = -0{,}0105\, t_1.$$

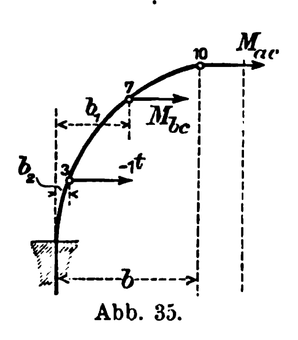


Abb. 35.

Für $t_1 = \pm 15^\circ$ ergibt sich

$$X_a = \pm 0,0066$$
$$X_b = \pm 0,04635$$
$$X_c = \pm 0,1575.$$

Ferner ist ein möglicher Unterschied zwischen Außen- und Innentemperatur zu berücksichtigen. Es ändert sich t von der Rippe 1 bis zum Nullwert auf der Gegenseite ebenfalls nach dem Kosinusquadratgesetz.

Die Elastizitätsgleichungen (vergl. Theorie) lassen sich schreiben:

$$X_a = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_a}{20\, \Sigma \frac{M_a^2}{J}} = 0,0000184 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_a$$

$$X_b = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_b}{20\, \Sigma \frac{M_b^2}{J}} = 0,00066 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_b$$

$$X_c = \frac{\varepsilon \cdot E \cdot J_0 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_c}{20\, \Sigma \frac{M_c^2}{J}} = 0,0017 \int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_c.$$

Für die drei Rippenzonen werden die jeweiligen mittleren Höhen $h_1 = 40$, 56,5 bezw. 67 cm eingesetzt.

Die Höhen werden auf h_1 reduziert, und man erhält

Tabelle XVIII.

Nr.	$\frac{h}{h_1}$	$\frac{M_a \cdot h_1}{h}$	$\frac{M_b \cdot h_1}{h}$	$\frac{M_c \cdot h_1}{h}$
10	1	0	0	0
9	1	0,628	− 0,425	+ 0,121
8	1	1,153	− 0,781	+ 0,223
7	1,4	1,880	− 1,275	+ 0,364
6	1,4	2,850	− 0,941	− 0,104
5	1,4	3,940	− 0,613	− 0,187
4	1,4	5,150	− 0,224	− 0,510
3	1,4	6,450	+ 0,200	− 0,860
2	1,68	6,620	+ 0,546	+ 0,147
1	1,68	7,710	+ 0,918	+ 1,000
Σ		+ 36,381	− 2,595	+ 0,402

Dann ist für die ganze Kuppel

$$\int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_a = \pm \frac{15 \cdot 4 \cdot 36,381}{0,4} = \pm 5457,2$$

$$\int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_b = \pm 389,3$$

$$\int \frac{\Delta t_1}{h} \cdot M_c = \pm 60,3.$$

Hieraus folgen

$$X_a = 0,0000184 \cdot 5457,2 = \pm 0,1$$
$$X_b = \pm 0,265$$
$$X_c = \pm 0,102.$$

Die Gesamtwirkung beider Temperaturzustände ergibt die Werte $X_a = \pm 0{,}1066$, $X_b = \pm 0{,}3114$, $X_c = \pm 0{,}0555$, $Y_1 = \pm 0{,}3069$ t, $Y_2 = \pm 0{,}3142$ t, $Y_3 = \pm 0{,}055$ t, $Y = 0{,}0628$ t am Fuß und daraus die Werte

$R_1 = \pm 0{,}982$ Druck,

$R_2 = \pm 1{,}005$ Zug, $R_3 = \pm 0{,}178$ Zug,

$R = \pm 0{,}201$ Zug am Fuß.

Die Momente ergeben sich nach

$$M = M_0 - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$$

wie folgt

Tabelle XIX.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M	± 0,751	± 0,809	± 0,876	± 0,942	± 0,906	± 0,868	± 0,836	± 0,805	± 0,355	± 0,194	0

Die Normalkräfte in den Rippen aus Temperatureinflüssen werden vernachlässigt.

Es möge nun die Zusammenstellung der statischen Wirkungen in der Kuppel aus Eigengewicht, Wind und Temperaturänderungen in Tabellenform folgen.

a) Ringkräfte.

Tabelle XX.

Ring	Windseite (Rippe 1)			Windschattenseite (Rippe 11)			max R	min R
	Eigengew.	Wind	Temp.	Eigengew.	Wind	Temp.		
R_1	+ 33,009	— 0,808	± 0,982	+ 33,009	+ 3,493	± 0,982	**+ 37,484**	+ 31,219
R_2	+ 2,443	+ 1,089	∓ 1,005	+ 2,443	+ 1,089	∓ 1,005	**+ 4,537**	+ 1,438
R_3	— 15,713	+ 1,831	∓ 0,178	— 15,713	+ 1,831	∓ 0,178	— 13,704	**— 15,891**
R_4	— 19,739	— 2,112	∓ 0,201	— 19,739	— 6,413	∓ 0,201	— 21,650	**— 26,353**

+ bedeutet Druck, — Zug; die maßgebenden Ringkräfte sind fett gedruckt.

b) Rippenmomente.

Tabelle XXI.

Nr.	Windseite (Rippe 1)			Windschattenseite (Rippe 11)			max	min
	Eigengew.	Wind	Temp.	Eigengew.	Wind	Temp.		
0	— 5,855	+ 32,096	± 0,751	— 5,855	— 9,174	± 0,751	+ 26,992	— 15,780
1	— 0,424	+ 25,569	± 0,809	— 0,424	— 7,500	± 0,809	+ 25,954	— 8,733
2	+ 1,798	+ 17,119	± 0,876	+ 1,798	— 4,817	± 0,876	+ 19,793	— 3,895
3	— 2,080	+ 10,965	± 0,942	— 2,080	— 2,185	± 0,942	+ 9,827	— 5,207
4	+ 0,913	+ 5,312	± 0,906	+ 0,913	— 0,950	± 0,906	+ 7,131	— 0,943
5	+ 1,014	+ 1,993	± 0,868	+ 1,014	+ 0,145	± 0,868	+ 3,875	+ 0,146
6	— 0,164	+ 0,099	± 0,836	— 0,164	+ 0,755	± 0,836	+ 1,437	— 1,000
7	— 1,781	— 0,566	± 0,805	— 1,781	+ 1,218	± 0,805	+ 0,242	— 3,152
8	+ 1,746	— 1,081	± 0,355	+ 1,746	+ 1,213	± 0,355	+ 3,304	+ 0,310
9	— 1,448	— 0,604	± 0,194	— 1,448	+ 0,604	± 0,194	— 0,650	— 2,246
10	0	0	0	0	0	0	0	0

Die negativen Momente sind für die Dimensionierung der unteren, die positiven Momente für die der oberen Eiseneinlagen maßgebend.

c) Normalkräfte.

Tabelle XXII.

Nr.	Windseite (Rippe 1)			Windschattenseite (Rippe 11)			Bei dem größten Moment auftretende Normalkräfte
	Eigengewicht	Wind	Σ	Eigengewicht	Wind	Σ	
0	37,0	2,60	39,60	37,0	0,00	37,00	39,60
1	37,3	2,20	39,50	37,3	0,07	37,37	39,50
2	33,1	1,67	34,77	33,1	0,20	33,30	34,77
3	29,0	1,31	30,31	29,0	0,33	29,33	30,31
4	23,7	0,60	24,30	23,7	0,17	23,87	24,30
5	20,6	0,56	21,16	20,6	0,21	20,81	21,16
6	17,9	0,35	18,15	17,9	0,25	18,15	18,15
7	15,7	0,35	16,05	15,7	0,28	15,98	16,05
8	12,5	0,05	12,55	12,5	0,02	12,52	12.52
9	11,8	0,02	11,82	11,8	0,02	11,82	11,82
10	10,6	0,02	10,62	10,6	0,02	10,62	10,62

d) Exzentrizitäten.

Die Exzentrizität an einer Stelle m ist $e_m = \frac{M_m}{N_m}$. Hiernach sind die Exzentrizitäten in Metern für die verschiedenen Zustände berechnet und in folgender Tabelle zusammengefaßt:

Tabelle XXIII.

Nr.	Eigengewicht	Wind- und Eigengewicht		Bei dem größten Moment auftretende Exzentrizitäten
		Rippe 1	Rippe 11	
0	−0,158	+0,664	−0,406	+0,664
1	−0,011	+0,627	−0,212	+0,627
2	+0,054	+0,545	−0,094	+0,545
3	−0,072	+0,294	−0,146	+0,294
4	+0,039	+0,256	−0,002	+0,256
5	+0,049	+0,143	+0,056	+0,143
6	−0,009	−0,004	+0,033	+0,033
7	−0,113	−0,146	−0,035	−0,146
8	+0,140	+0,053	+0,236	+0,236
9	−0,123	−0,174	−0,071	−0,174
10	0	0	0	0

Für die so aus Eigengewicht, Wind und Temperaturwirkungen ermittelten maßgebenden Kräfte werden jetzt die Querschnitte nach den ministeriellen Vorschriften vom 24. Mai 1907 bestimmt.

Mit den in Abb. 36 angegebenen Bezeichnungen lautet die Gleichung für die Nullinie

$$\frac{b}{6\,n\,f_e}\cdot x^3 - \frac{b\,e_0\,x^2}{2\,n\,f_e} - (2\,e_0 - h)\cdot x = 2\,a^2 + h^2 - (2\,a + e_0)\cdot h.$$

Ist x gefunden, so berechnen sich

1. die größten Druckspannungen im Beton

$$\sigma_b = \frac{N}{b\cdot\frac{x}{2} + \frac{n\,f_e}{x}\,(2\,x - h)}$$

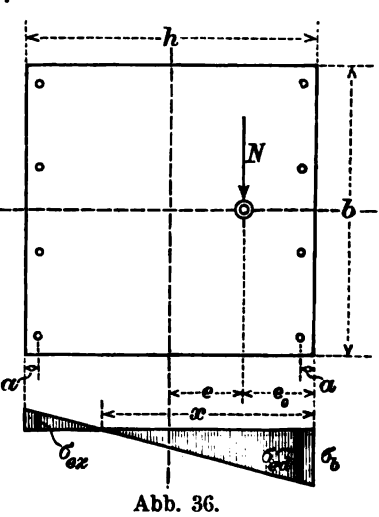


Abb. 36.

2. die größten Zugspannungen im Eisen

$$\sigma_{ez} = \sigma_b \cdot n \frac{h - a - x}{x}$$

3. die größten Druckspannungen im Eisen

$$\sigma_{ed} = \sigma_b \cdot n \cdot \frac{x - a}{x}.$$

Im vorliegenden Falle ist überall

$$a = 4 \text{ cm}, \quad n = 15.$$

Für die einzelnen Punkte ergeben sich folgende Werte:

Tabelle XXIV.

Nr.	N kg	h cm	b cm	e cm	e_0 cm	Eiseneinlagen auf einer Seite: f_e cm²	Eiseneinlagen auf einer Seite: Profil und Anzahl	x cm	σ_b kg/cm²	σ_{ez} kg/cm²	σ_{ed} kg/cm²
10	10 600	41,5	54,5	0	20,75	19	6 R.-E. 20	∞	4	0	60
9	11 820	44,5	62,5	17,4	4,85	19	„	40	11	0	150
8	12 520	47,5	69,9	23,6	0	19	„	31	10	61	130
7	16 050	50,5	76,8	14,6	10,55	22,2	5 R.-E. 22; 1 R.-E. 20	55	7	0	100
6	18 150	53,5	83,5	3,35	23,45	28	2 R.-E. 24; 2 R.-E. 22	—	4	0	60
5	21 160	56,5	88,3	14,3	14,45	34,6	6 R.-E. 24; 2 R.-E. 22	44	10	27	130
4	24 300	59,5	92,8	25,6	3,15	36,0	R.-E. 24	35,3	14	108	180
3	20 310	62,5	96,2	29,4	1,85	37,6	2 R.-E. 26; 6 R.-E. 24	37	14	118	180
2	34 770	65,5	98,6	54,5	21,75	41	6 R.-E. 26; 2 R.-E. 24	29	28	460	354
1	39 500	68,5	99,8	62,7	28,45	42,5	8 R.-E. 26	28,8	33	620	430
0	39 600	70,0	100,0	66,4	31,4	42,5	8 R.-E. 26	29	34	640	435

Zur Untersuchung der Knicksicherheit ist bei zehnfacher Sicherheit und einem $E_b = 140\,000$ das erforderliche $J = 70 \cdot Pl^2$ zu setzen. Daraus folgt das größte J_{erf} für Teil 0 bis 3 der Rippe $= 70 \cdot 39{,}6 \cdot 8{,}0^2 = 177\,000$ cm⁴. An der schmalsten Stelle hat die Rippe bei $b = 65$ cm, $h = 46$ cm und beiderseitigem $f_e = 19$ cm² ein ungünstigstes

$$J = \frac{46^3}{12} \cdot 65 + 15 \cdot 2 \cdot 19 \cdot 19^2 = 735\,000 \text{ cm}^4.$$

Eine Untersuchung von Haftspannungen infolge von Querkräften ist überflüssig, da diese Kräfte infolge der geringen Formunterschiede zwischen Stützlinie und Bogenachse sehr gering sind.

Ebenso erübrigt sich auch eine besondere Berechnung von Haftlängen.

Als größte Entfernung der Querbügel ist bei einem gedrückten Eisenbetonstab zulässig

$$\lambda = \frac{\sqrt{\frac{\pi d^4}{64}}}{\sqrt{2{,}5 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\sigma_e}{1000}}} = \frac{5\,d}{\sqrt{\sigma_e}}.$$

Demnach ist bei Teil 1 bis 0 erforderlich

$$\lambda \leq \frac{5 \cdot 2{,}6}{435} = 0{,}625 \text{ m.}$$

Die größte Bügelentfernung beträgt 0,375 m.

Von den Ringen sind die beiden oberen Zugringe in Eisenkonstruktion ausgebildet.

Der untere Zwischenring ist als Eisenbetonbalken von ⊥-Form konstruiert, von dem der eine Steg die Kräfte senkrecht zur Kugeloberfläche aufnimmt, der andere die

in Richtung der Kugeloberfläche, während in den Ecken eingelegte Eisenzuganker den Ringzug aufnehmen.

Für die beiden Stege wurden die Biegungsmomente infolge Eigengewicht und Wind bei halber Einspannung mit $\frac{Ql}{10}$ berechnet zu 2600 kgm bezw. 2070 kgm. Bei den gewählten Abmessungen von 57/36 cm mit $f_e = 6{,}8$ cm² im ersten Falle und 125/15 cm mit $f_e = 4$ cm² im andern Falle wird $\sigma_{b\,max} = 22$ kg/cm², $\sigma_{e\,max} = 780$ kg/cm², die Schub- und Haftspannung im Höchstfalle 2,04 kg/cm² bezw. 2,7 kg/cm².

Der Fußring wird wieder in Eisen konstruiert.

B. Ausgeführte Beispiele.

Hubertusbrunnen München.

Der Bau erhebt sich über einem achteckigen Grundriß mit 2 Symmetrieachsen. Er ist von einer tragenden Innenkuppel und einer äußeren Zierkuppel überdeckt. Der Durchmesser der inneren Kuppel beträgt 6 m. Für die konstruktive Ausbildung des

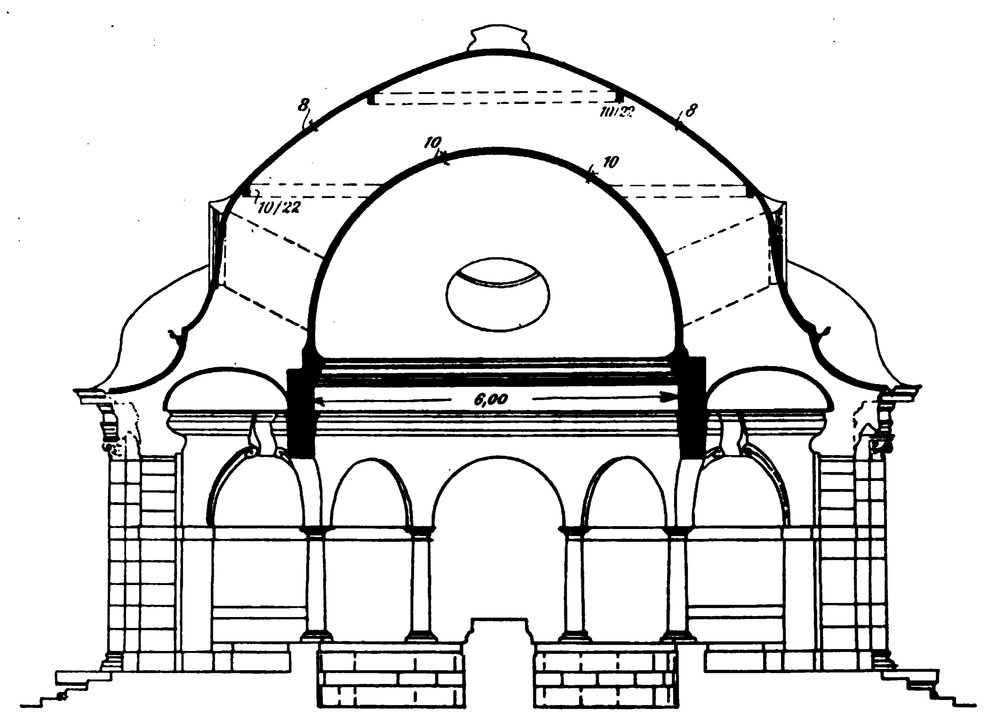


Abb. 37. Hubertusbrunnen München. Schnitt.

Gesamtkuppelbaues war maßgebend, daß die äußere Kuppel aus architektonischen Gründen eine mehrfach geschwungene Form erhalten sollte (vergl. Querschnitt und Ansicht Abb. 37 u. 38). Sie ließ sich daher als tragende Konstruktion nicht wirtschaftlich ausbilden, da sich hierbei starke Abweichungen zwischen Gewölbemittellinie und Drucklinie ergeben hätten. Als tragend wurde deshalb die innere Kuppel ausgeführt und auf diese das Gewicht der äußeren Kuppel und der Dachlast durch acht vertikale Tragwände in Richtung der 8 Schnittlinien der äußeren Kuppelwölbflächen übertragen (vergl. Grundriß Abb. 39). Die Tragwände ragen als Rippen aus der inneren Kuppel heraus und übertragen die Dachlast, ohne die äußeren Umfassungs-

mauern oder die Gewölbe über dem Rundgang zu belasten und geben außerdem für die innere Kuppel eine starke Versteifung ab.



Abb. 38. Hubertusbrunnen München. Ansicht.

Da die größte Entfernung zwischen den radial laufenden Tragwänden 10 m beträgt, sind zur Vermeidung zu großer Spannweiten für die zwischengespannte Dachdecke von der Stelle an, wo die Entfernung 2,50 m überschreitet, Pfetten angeordnet. Die Dachhaut, die sich also teils auf die Tragwände, teils auf die Pfetten stützt, ist eine schwache Eisenbetondecke von 8 cm Stärke mit einer Eisenbewehrung von 5 cm² für 1 lfd. m. Die Pfetten sind als Plattenbalken für die größte freie Länge von 10 m berechnet und 30 cm hoch mit einer Bewehrung von 19 cm² ausgeführt.

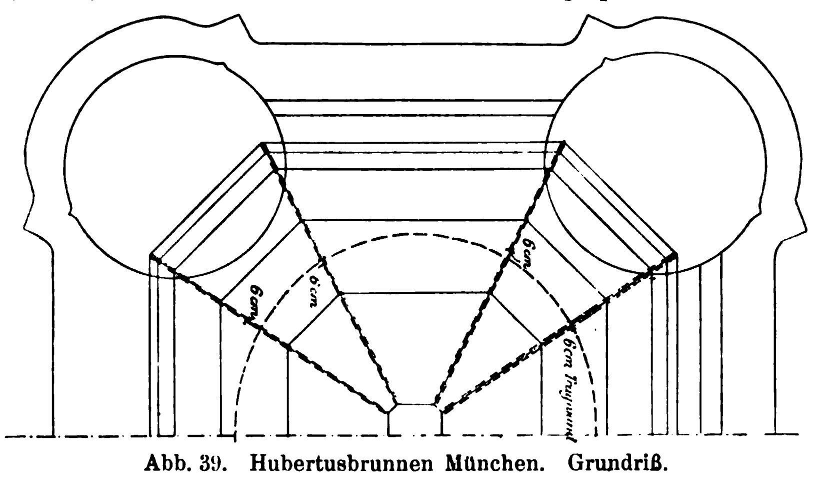


Abb. 39. Hubertusbrunnen München. Grundriß.

Die radialen Tragwände haben eine größte Höhe von 1,5 m und eine Stärke von 6 cm. Die innere Kuppel ist nach Schwedlers Verfahren graphisch berechnet für totale Belastung der Dachhaut durch Schnee und Wind, mit einem Zuschlag für zufällige Belastung durch Arbeiter.

Alle Kräfte werden durch die innere Kuppel, die eine Stärke von 10 cm erhielt, aufgenommen, so daß auch keine Schubkräfte auf den tragenden Mauerring kommen. Der Mauerring ruht auf Gurtbogen.

Der Bau ist ausgeführt von der Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H. München im April 1906.

Krematorium Bremen.[1])

Einen Beweis für die Fähigkeit des Eisenbetons, auch bei Kuppelbauten die weitgehendsten Wünsche des Architekten in bezug auf äußere Formgebung des Bauwerks zu erfüllen, bildet das Krematorium in Bremen, das als Doppelkuppel mit zylindrischem Zwischenbau ausgeführt ist (vergl. Abb. 40). Eine untere Rotationskuppel ist als Kugelzone ausgebildet, deren oberer Grenzkreis von 6 m Durchmesser durch einen starken Druckring gebildet wird, auf dem eine zylindrische Laterne ruht.



Abb. 40. Krematorium Bremen. Ansicht.

Dieser schwere Werksteinaufbau ist wiederum durch eine zweite Kuppel als Kugelsegment überdeckt. Die Stärke der unteren Massivkuppel beträgt durchgehend 0,2 m, die der oberen nimmt von 0,08 m am Fuß auf 0,07 m im Scheitel ab. Die untere Kuppel wird außerdem noch durch sieben 30 cm starke Rippen verstärkt. Die Eisenbewehrung besteht bei beiden Kuppeln aus 8 mm starken Meridianeisen, die Ringeisen, welche bei

[1]) Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1909, Nr. 13.

der kleineren Kuppel von 6 bis 10 mm Durchmesser, bei der größeren von 12 bis 14 mm Durchmesser wechseln, sind in Abständen von 25 bis 35 cm, im Meridianschnitt gemessen, angeordnet. In beiden Fußringen ist eine stärkere Bewehrung von Rundeisen zu 20 bezw. 24 mm Durchmesser vorgesehen. Der Druckring der unteren Kuppel ist auf 72 cm verbreitert und dadurch ein hinreichendes Auflager für das Laternenmauerwerk geschaffen (Abb. 41).

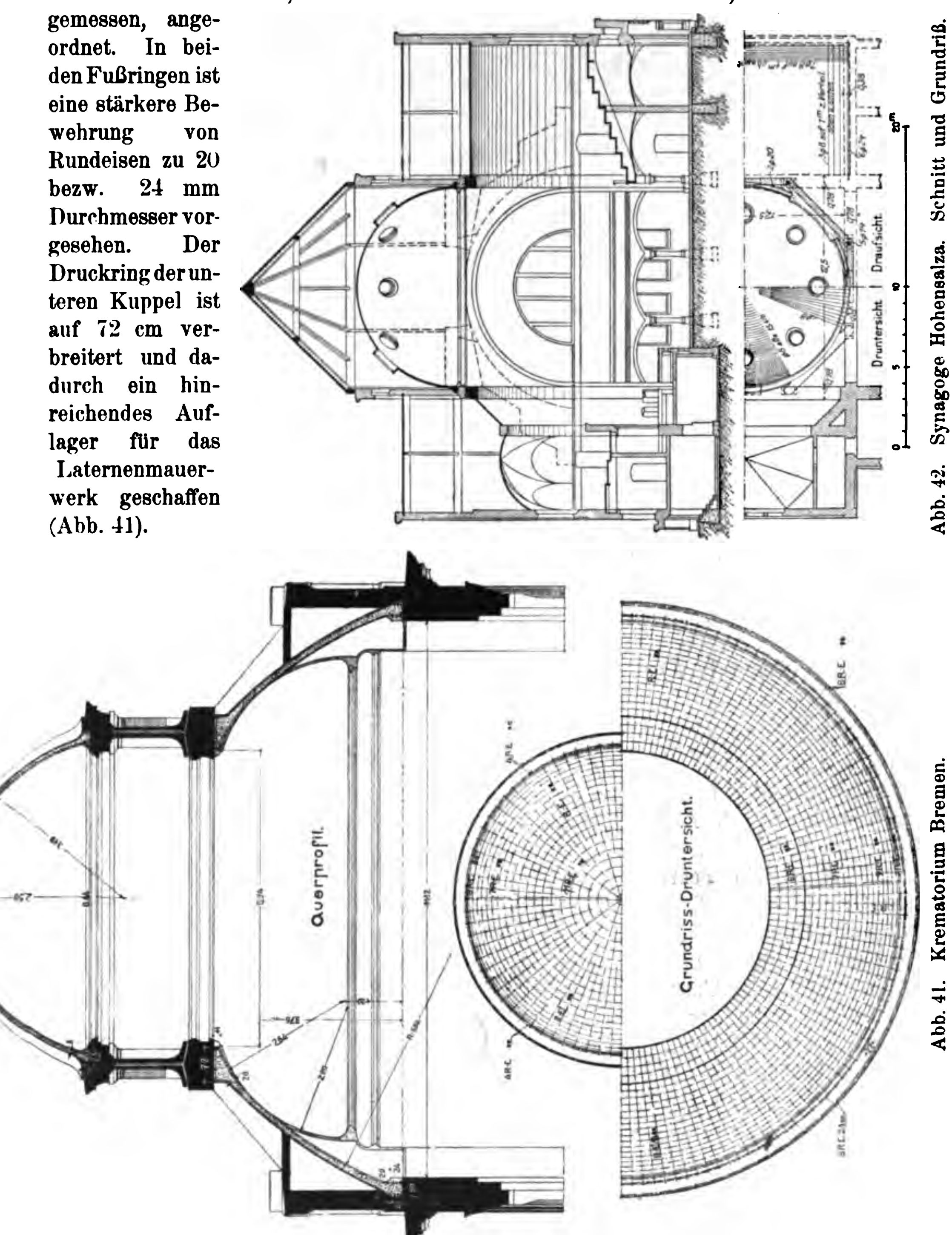


Abb. 42. Synagoge Hohensalza. Schnitt und Grundriß.

Abb. 41. Krematorium Bremen.

Die Ausführung des Bauwerks stammt von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf, die Berechnung von ihrem Oberingenieur Dr. Ing. Mautner.

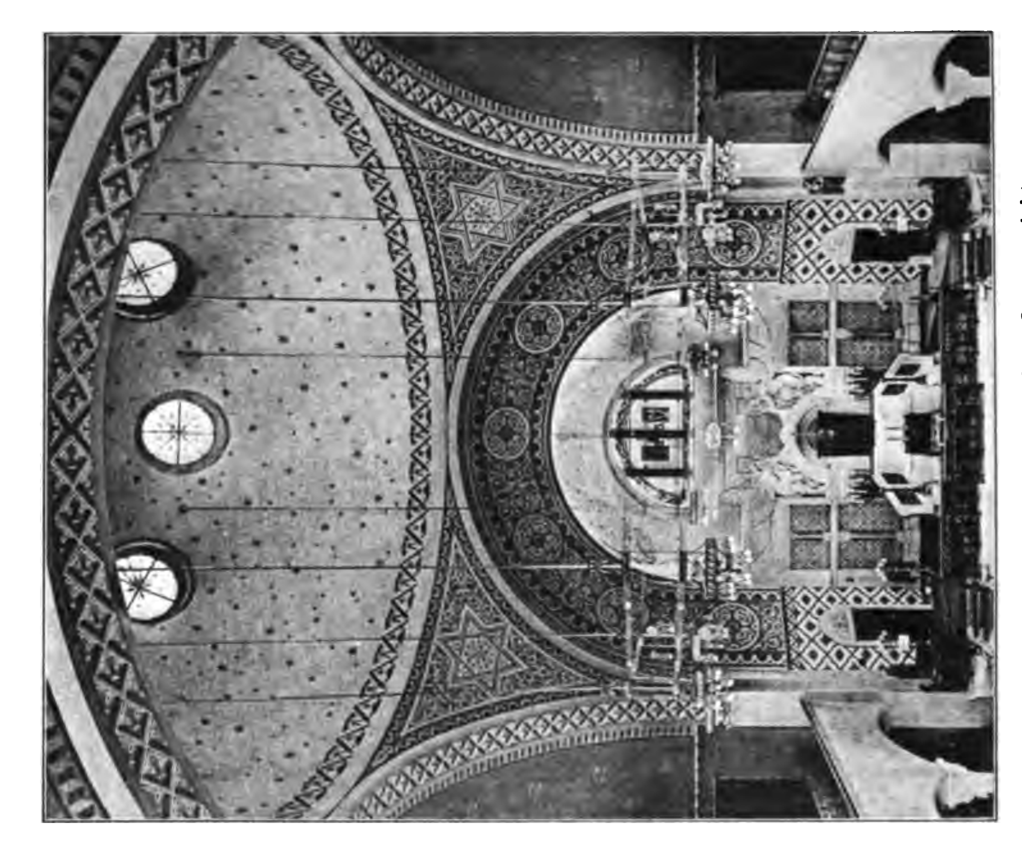


Abb. 44. Synagoge Hohensalza. Innenansicht.

Synagoge Hohensalza.[1])

Die 4 Quadratseiten des Mittelbaues werden durch je einen 12,50 m spannenden Gurtbogen aus Eisenbeton überspannt. Auf diesem wird durch übereck gelegte Träger ein achteckiger Grundriß geschaffen, auf dem sich ein achteckiger Turm erhebt (vergl. Grundriß Abb. 42). In den Turm ist eine Eisenbetonkuppel in Form einer Halbkugel eingebaut, die sich ebenfalls auf die Gurtbogen abstützt. Die Kuppel trägt nur ihre eigene Last, da die äußere Abdeckung durch ein Zeltdach auf dem Turm gebildet wird

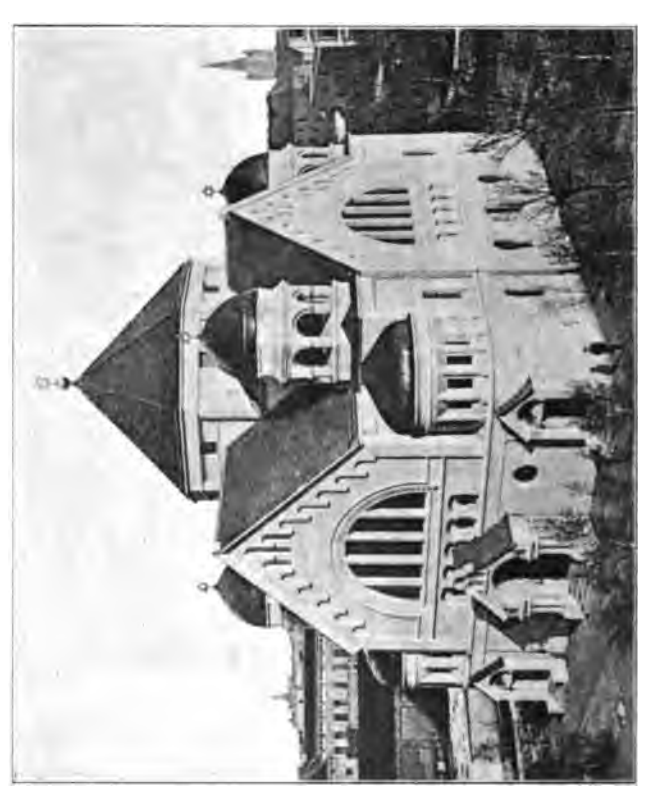


Abb. 43. Synagoge Hohensalza. Ansicht.

---

[1]) Armierter Beton 1909, Heft 6. Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1909, Nr. 13.

(vergl. Aufriß Abb. 42). Das ebenfalls in Eisenbeton ausgeführte Zeltdach besteht aus vier Rippenbalken in den Diagonalrichtungen des Achtecks. Zwischen diesen Rippen spannt sich mit Hilfe einiger Zwischenträger die Dachdecke.

Die Gesamtlast der Kuppel, des Daches und des schweren Turmes wird durch die vier Gurtbogen auf die Grundpfeiler übertragen. Die Gurtbogen stellen daher eine schwere, stark bewehrte Bogenkonstruktion in Eisenbeton dar.

Eine Ansicht und den Blick in die Kuppelkonstruktion geben Abb. 43 u. 44.

Die Eisenbetonbauten sind von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf, ausgeführt, berechnet und konstruiert vom Oberingenieur Dr. Ing. Mautner.

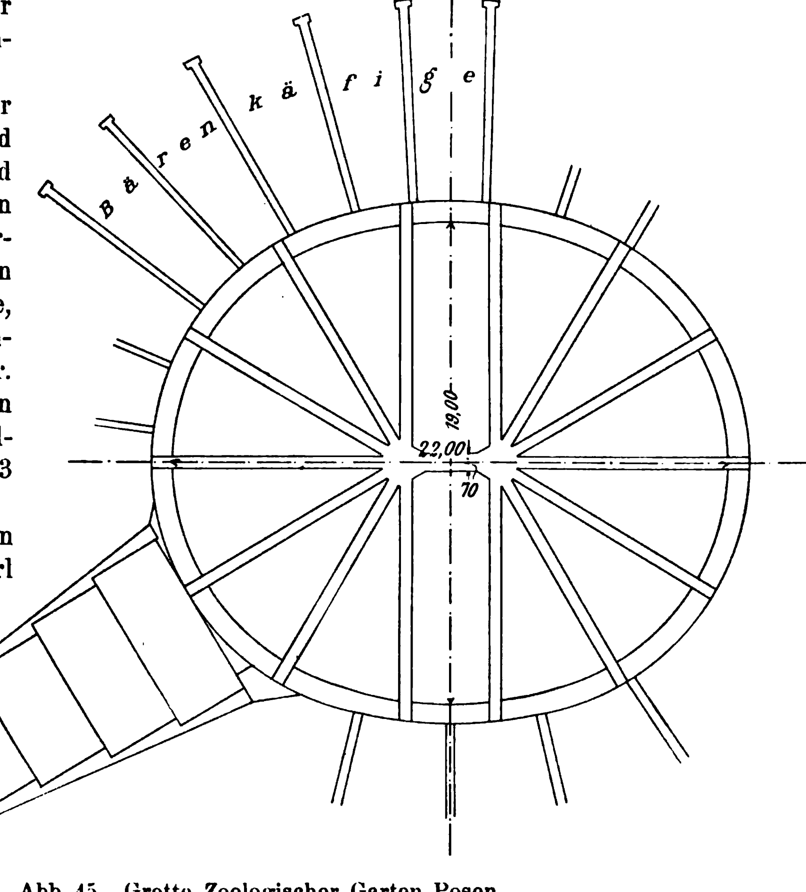


Abb. 45. Grotte Zoologischer Garten Posen.

Grotte Zoologischer Garten Posen.

Die Grotte wird durch eine Rippenkuppel über elliptischem Grundriß mit dem größten Halbmesser 22 m gebildet (vergl. Abb. 45). Die Rippen sind in zwei benachbarte Mittelpunkte zusammengeführt, während für die Berechnung ein Mittelpunkt, also Kreisgrundriß mit halbkreisförmigen Rippen, angenommen ist. Zwischen den Rippen spannt sich das Gewölbe als Eisenbetondecke

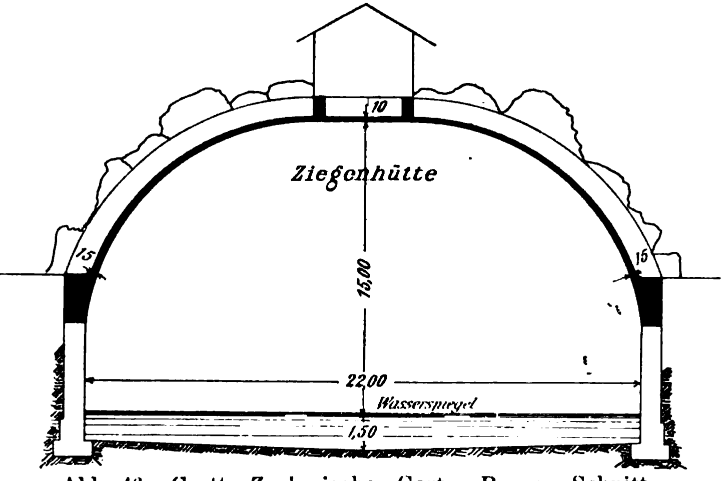


Abb. 46. Grotte Zoologischer Garten Posen. Schnitt.

in einer Stärke von 15 cm am Fuß und 10 cm im Scheitel. Der auf die einzelne Rippe entfallenden Belastungsfläche entsprechend nimmt die Belastung der Rippe von Null im Scheitel zum Maximum am Fuße zu. Hierfür wurde der gefährliche Querschnitt graphisch ermittelt. Die Rippe wird aus einem Balken 100/40 mit je 4 R.-E. 28 mm Durchmesser oben und unten gebildet. Am Fuße der Kuppel entsteht ein Horizontalschub von rd. 2 t für 1 lfd. m, der durch 8 R.-E. 24 mm Durchmesser aufgenommen wird.

Abb. 47. Grotte Zoologischer Garten Posen. Schnitt.

Den größten und kleinsten Längsschnitt durch die elliptische Kuppel mit Rippen und Fußring zeigen Abb. 46 u. 47.

Die Berechnung ist nach den Hochbaubestimmungen erfolgt unter Zugrundelegung der zulässigen Spannungen $\sigma_b = 40$ kg/cm², $\sigma_e = 1200$ kg/cm².

Berechnung und Ausführung stammen von der Lolat-Eisenbetongesellschaft Berlin.



Abb. 48. Orpheum-Theater Bochum.

Orpheum-Theater Bochum [1]

Das Orpheum-Theater in Bochum enthält eine größere Rippenkuppelkonstruktion

[1] Deutsche Bauztg., Mitteilungen V 1908, Nr. 11 bis 18.

in Eisenbeton, welche die Abb. 48 u. 49 während der Bauausführung und kurz vor der Fertigstellung zeigen.

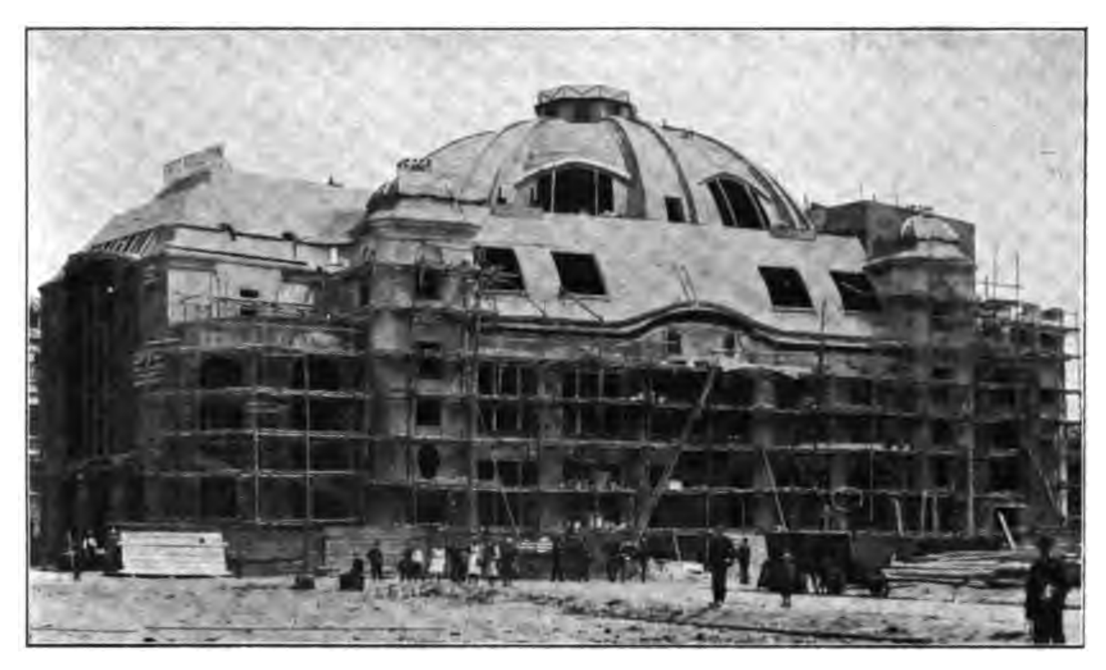
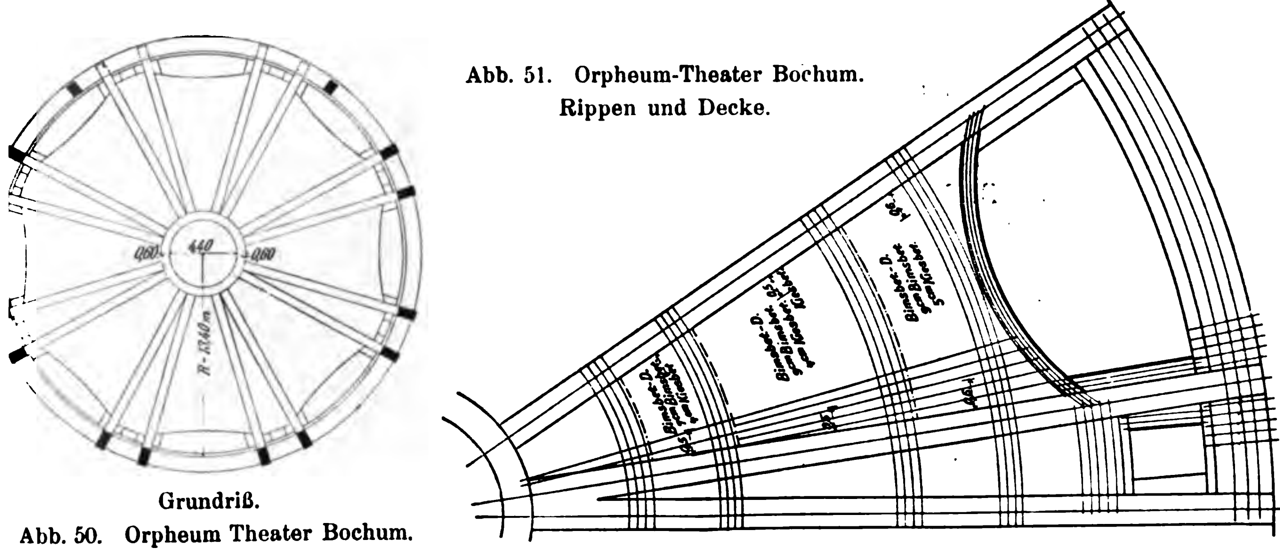


Abb. 49. Orpheum-Theater Bochum.

Der Zuhörerraum des Theaters wird durch eine gedrückte Eisenbetonkuppel über kreisförmigem Grundriß von rd. 28 m Durchmesser überwölbt. Als Tragwerk dienen



Grundriß.
Abb. 50. Orpheum Theater Bochum.

Abb. 51. Orpheum-Theater Bochum.
Rippen und Decke.

acht symmetrische Rippenpaare, die sich auf einen Zugring am Fuß und einen Druckring im Scheitel abstützen und die als eingespannte Bogenträger berechnet und konstruiert sind (vergl. Abb. 50). Zwischen den Rippen spannt sich, zum Teil durch Querrippen übertragen, das Kuppelgewölbe als Bimsbetondecke in einer Stärke von 11

bis 14 cm (vergl. Abb. 51). Einzelheiten der Eisenbewehrung in den Rippen sind aus Abb. 52 zu ersehen.

Der Auflagerring am Fuße wird durch einen starken, kreisrunden Eisenbetonbalken gebildet, der an den Rippenauflagern auch zur Aufnahme der Einspannungsmomente hinreichend stark konstruiert werden mußte. Die Stützlinie im horizontalen Ringbalken am Kuppelfuß verläuft infolge der Belastung durch Einzellasten nicht zentrisch, sondern es treten durch die Anordnung der Rippen exzentrische Zugspannungen im Ringe auf. Die nach der Elastizitätstheorie berechneten Momente werden von einem Betonquerschnitt mit doppelter Bewehrung aufgenommen.

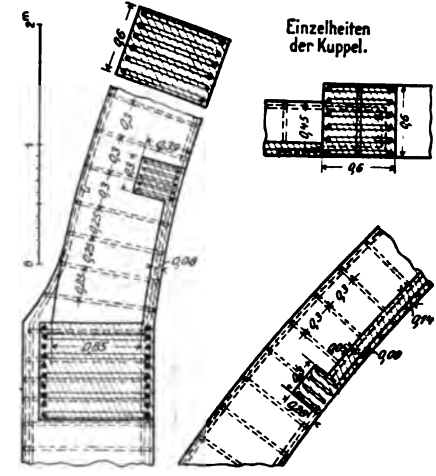


Abb. 52. Orpheum-Theater Bochum.

Die Abmessungen des Balkens wurden gewählt zu $h = 95$ cm, $b = 80$ cm, $f_e = f_e' =$ 10 Eisen zu 30 mm Durchmesser $= 70{,}68$ cm², dafür ergab sich ein $\sigma_{bd} = 17$ kg/cm², $\sigma_{ez} =$ 1130 kg/cm².

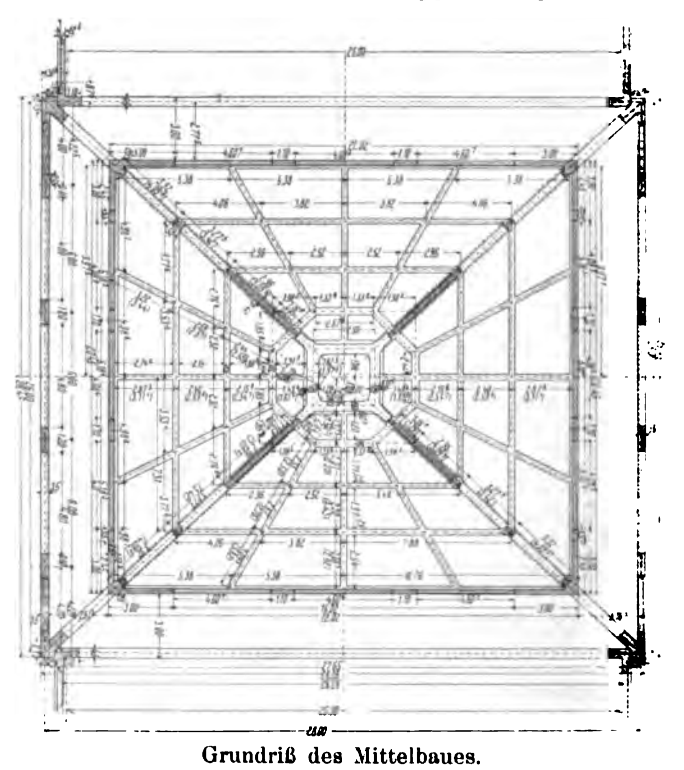
Der Fußringbalken mußte vor dem Bühnenraum auf 18,15 m Länge abgefangen werden. Eine Belastung der Bühnenvorderwand und damit des Sturzes über der Bühnenöffnung war nicht möglich, so daß zur Aufnahme des Ringbalkens mit vier auf diesen Teil entfallenden Rippenauflagern der Kuppel ein horizontal gebogener Sturzbogen von 19 m abgewickelter Länge vorgesehen wurde. An den Stellen der Rippenauflager sind zur Aufnahme der Einspannungsmomente starke Konsolen angebracht.

Der Scheiteldruckring der Kuppel, der den Laternenaufbau trägt, ist als doppelt bewehrter Balken von 60/60 cm konstruiert.

Die von Dr. Ing. Mautner berechnete Kuppel ist von der Firma Carl Brandt in Düsseldorf ausgeführt.

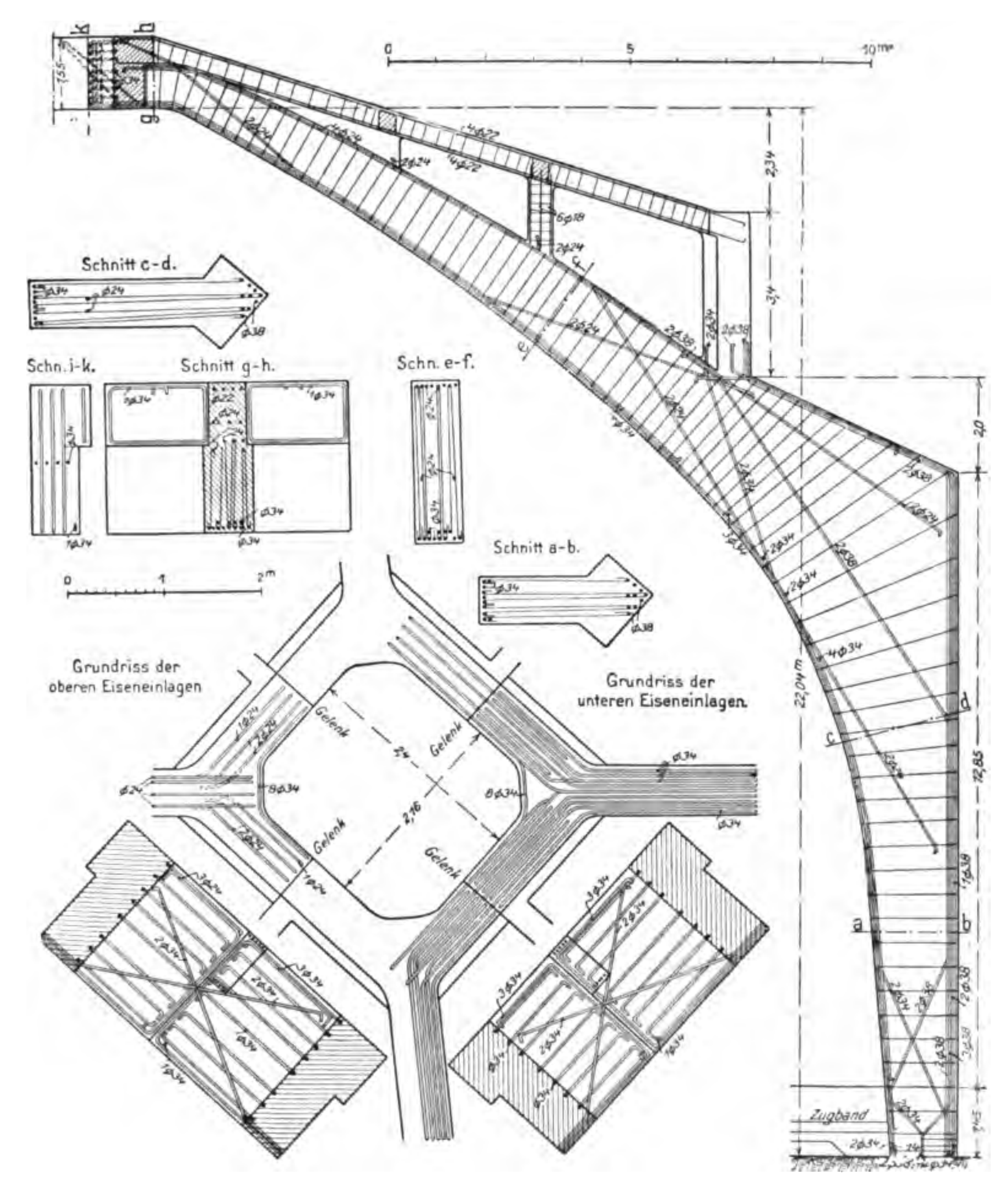
Ausstellungshalle Theresienhöhe München.[1])

Für die Ausstellung München 1908 wurden verschiedene größere Hallenbauten errichtet, von denen am bedeutendsten die Ausstellungs-


Grundriß des Mittelbaues.
Abb. 53. Ausstellungshalle Theresienhöhe München.

[1]) Deutsche Bauztg. 1908, Nr. 73, 98, 99, 100. — Deutsche Bauztg., Mitteilungen 1908, Nr. 4. — Zentralbl. d. Bauverw. 1908, Nr. 73 u. 74. — Beton u. Eisen 1908, Heft XVI. S. 381 u. f.

hallen I, II und III sind. Bei der Ausstellung wurde dem Eisenbau zum ersten Male auf dem Gebiete großer Hallenbauten vom Eisenbetonbau erfolgreich Konkurrenz gemacht, denn während die Hallen I und II in Eisen errichtet wurden, stellt Halle III den bis dahin größten in Eisenbeton ausgeführten Hallenbau dar.



Halber Diagonalbinder, Scheitelgelenk und Einzelheiten der Bewehrung.
Abb. 54. Ausstellungshalle Theresienhöhe München.

Der 104 m lange und 27 m breite Bau gliedert sich in einen quadratischen Mittelbau und zwei Hallen, die sich an diesen seitlich anschließen. Die Seitenhallen werden durch parallele Eisenbetonbinder gebildet, zwischen denen sich Fachwerkwände bezw. die Dachhaut aus Eisenbeton spannen.

Der Mittelteil ist ein monumentaler Kuppelbau aus Eisenbeton. Die Kuppel besteht aus vier Außenbindern in den Quadratseiten und zwei sich kreuzenden Diagonalbindern von 37 m Spannweite und 22 m Höhe (vergl. Grundriß Abb. 53). Die beiden Frontwände außen sind als große freitragende Eisenbetonfachwerke ausgeführt. Aus Konstruktionsgründen und zur Erleichterung der statischen Untersuchung sind beide Diagonalbinder kurz vor der Mitte gabelartig geteilt, so daß im Scheitel ein Viereck entsteht, in dem jede Seite ein Gelenk erhielt. So wirkt jeder Diagonalbogen als Dreigelenkbogen und ist als solcher berechnet. Der viereckige Aufsatz dient außerdem zur Entlüftung.

Parallel zu den vier Außenbindern, in 3 m Abstand von ihnen, sind Fachwerkträger von 10 m Spannweite angeordnet, die den größten Teil der eigentlichen Dachhaut aufnehmen und auf die Diagonalbinder übertragen. In diesen senkrechten Fachwerkwänden sind Oberlichte angebracht.

Die im Scheitelring und auf den vier Fachwerkträgern aufruhende obere Dachdecke besteht aus einem System rechtwinkliger und radialer Eisenbetonbalken (vergl. Abb. 53 u. 54). Die Deckenlast zwischen Außenbindern und Fachwerk — eine ziegelgedeckte Eisenbetonplatte — ruht auf dem Fachwerkuntergurt, den Außenbindern und den Diagonalbindern auf.

Zur Aufnahme des Horizontalschubes von rd. 45 t in den Diagonalbindern sind in ihrer Ebene in Höhe der Fußgelenke Zugbänder eingelegt, zwei Winkeleisen, die zum Schutz gegen senkrechte Belastung in einen Betonbalken eingebaut sind. Um die theoretisch angenommene Gelenkwirkung möglichst zu erreichen, ist der Querschnitt an den Gelenkstellen durch Einlegen von doppelten Papplagen bedeutend eingeschränkt worden.

Die statische Berechnung erfolgte nach den „Vorläufigen Leitsätzen für die Vorbereitung, Prüfung und Ausführung von Eisenbetonbauten" unter Zugrundelegung eines größten $\sigma_b = 50$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm².

Die Bauzeit für den ganzen Eisenbetonbau betrug nur 6 Monate.

Die Betonmischung für die stark beanspruchten Teile betrug 1 : 2,75, wofür die Probekörper nach 28 Tagen eine Würfelfestigkeit von 230 kg/cm² ergaben.

Die Berechnung und Ausführung des gesamten Eisenbetonbaues stammt von der Firma Dyckerhoff u. Widmann, A.-G.

Treppenhauskuppel im Oberlandesgericht Düsseldorf.[1]

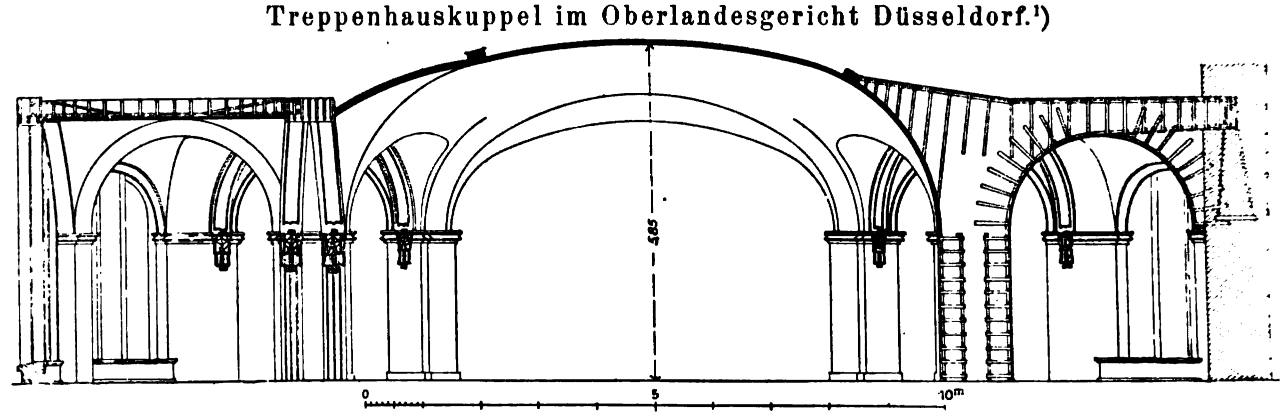


Abb. 55. Treppenhauskuppel im Oberlandesgericht Düsseldorf, links halber Längsschnitt, rechts schräger Schnitt durch die Konsolen.

[1]) Deutsche Bauztg., Mitteil., Jahrg. VI., Nr. 4.

Der Bau bietet ein charakteristisches Beispiel dafür, wie auch sehr schwierige Wölbkonstruktionen sich in reinem Eisenbeton ohne Anwendung von Rabitzverkleidungen herstellen lassen. Ferner ist die Gesamtanordnung statisch interessant. Die Kuppel besteht aus einem mittleren Teil, einer flachen Kugelkalotte, die sich auf einen Zugring in Kreisform stützt (Abb. 55); dieser Teil überträgt die Lasten auf acht weit ausladende umgekehrte Konsolen, die auf den acht Treppenhauspfeilern ruhen. Jede Tragkonsole hat dann zwei Gegenkonsolen in der Richtung der Wände (vergl. Grundriß Abb. 56). Die Gegenkonsolen mußten durch angehängtes bezw. aufgesetztes Mauerwerk stark belastet werden, um eine hinreichende Verankerung der Tragkonsolen zu erzielen, zumal diese noch durch das äußere Kuppelgewölbe belastet werden. Das äußere Gewölbe ist fast ganz in Stichkappen aufgelöst, die von den vier äußeren Gurtbögen aus ansteigen. Von den Gurtbögen sind zwei im Grundriß gekrümmt. Abb. 57 zeigt die Aufsicht auf das fertige Gewölbe mit dem Zugring der oberen Flachkuppel, einigen der Tragkonsolen und einem der Gratbalken, die an der Anlaufstelle der größeren Stichkappen angebracht sind.

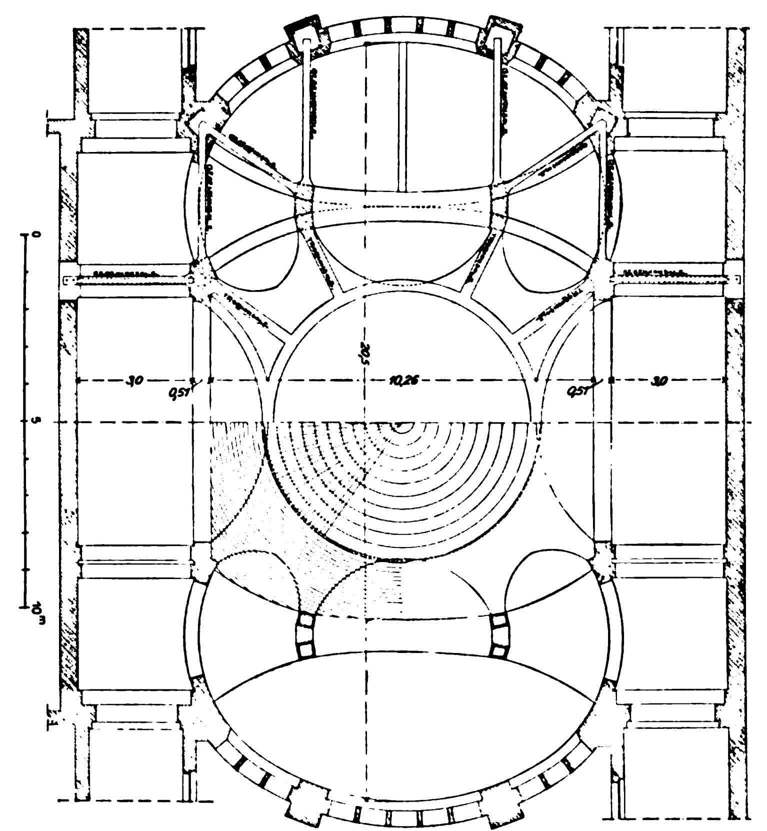


Abb. 56. Treppenhauskuppel im Oberlandesgericht Düsseldorf. Grundriß.



Abb 57. Treppenhauskuppel im Oberlandesgericht Düsseldorf. Aufsicht auf das Gewölbe.

Die von Dr. Ing. Mautner berechnete Konstruktion ist von der Firma Carl Brandt in Düsseldorf ausgeführt.

Kreuzkirche Düsseldorf.[1]

Querschiff und Längsschiff der Kirche sind durch Tonnengewölbe in Eisenbeton

[1] Deutsche Bauztg., Mitteil., Jahrg. VI, Nr. 1 bis 3.

von 13 m Spannweite überdeckt, die sich zwischen biegungsfesten Bogenbalken spannen (Abb. 58). Von den Bogenbalken sind im Querschiff auf jeder Seite einer, im Längsschiff vorn drei angeordnet. Außerdem stützt sich gegen den Bogenbalken im hinteren Längsschiff gleichzeitig die Viertelkugel über dem Chor. In den drei Giebelwänden der Schiffe sind die Lasten des aufsteigenden Mauerwerks durch parabolische Bogen über der Tonne abgefangen, die in der Höhe des Tonnenscheitels Zugstangen enthalten. Für die Berechnung der Viertelkugel über dem Chor ist eine Teilung durch Schnitte in der Kirchenlängsrichtung angenommen, so daß die unbedeutenden Schübe dieser Viertelkreisgewölbe einerseits durch die Tonne auf die Vierung übertragen werden, anderseits durch einen halbkreisförmigen Zugring am Fuße aufgenommen und ebenfalls in die Vierung geführt werden.

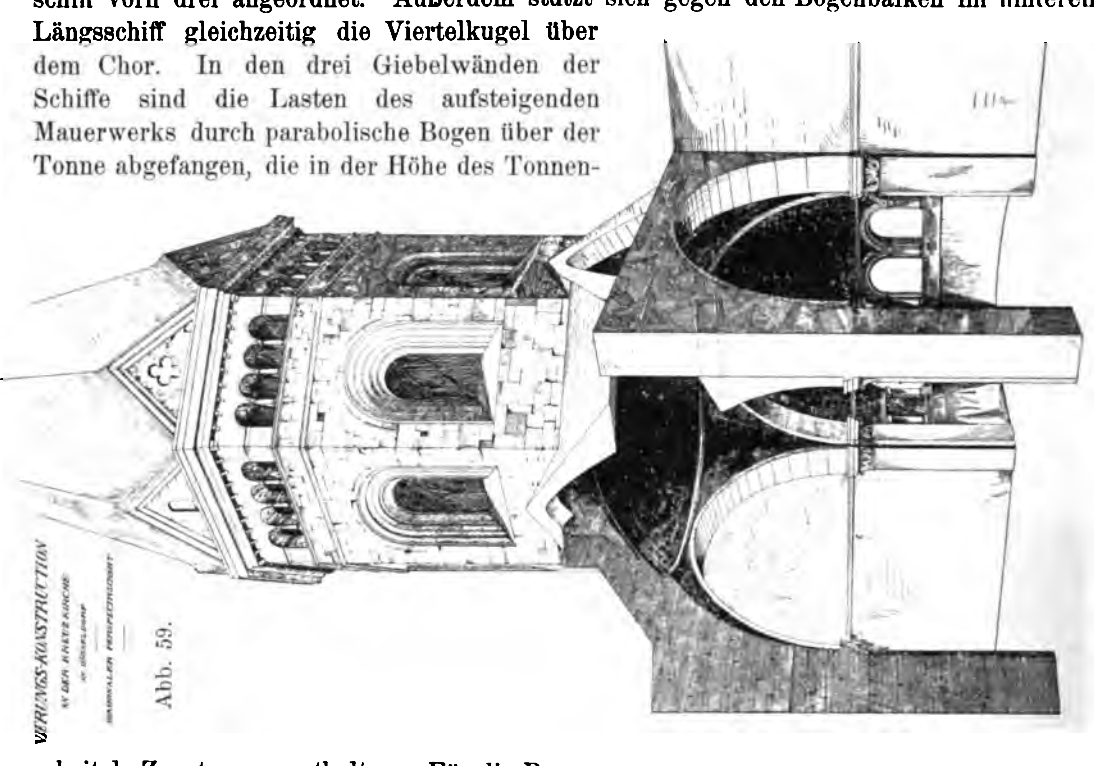


Abb. 59.

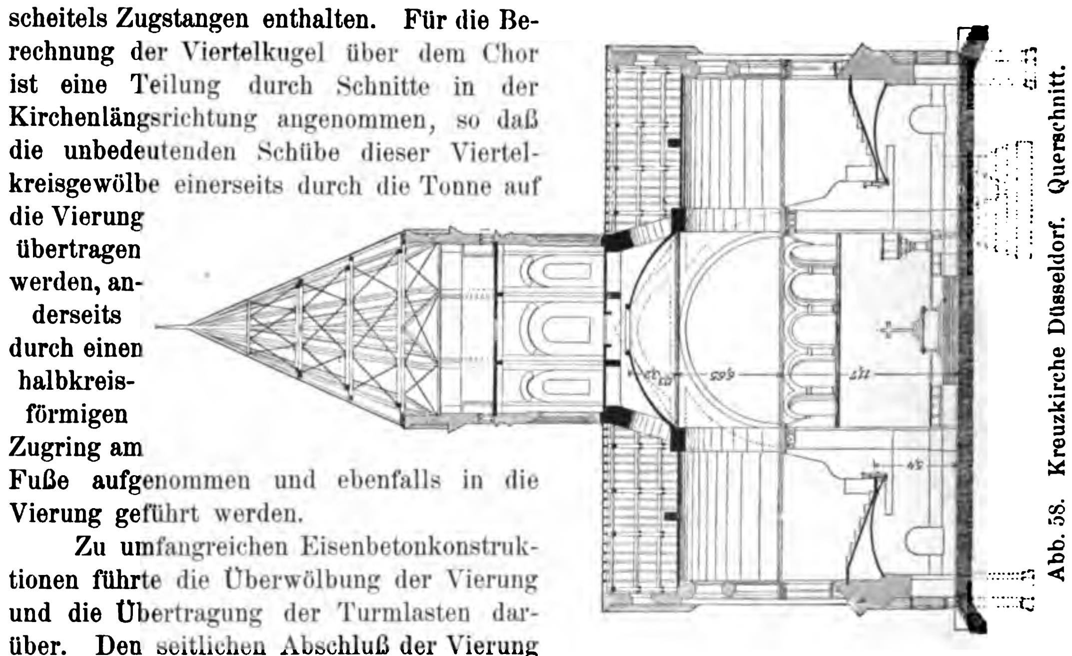


Abb. 58. Kreuzkirche Düsseldorf. Querschnitt.

Zu umfangreichen Eisenbetonkonstruktionen führte die Überwölbung der Vierung und die Übertragung der Turmlasten darüber. Den seitlichen Abschluß der Vierung und zugleich Widerlager für alle Auflasten bilden vier schwere Gurtbogen, die 13 m überspannen und deren Kämpfer sehr massige Betonwiderlager in den Hauptmauern finden. Über dem Quadrat der Gurtbögen wölbt sich — im Grundriß ein dem Quadrat

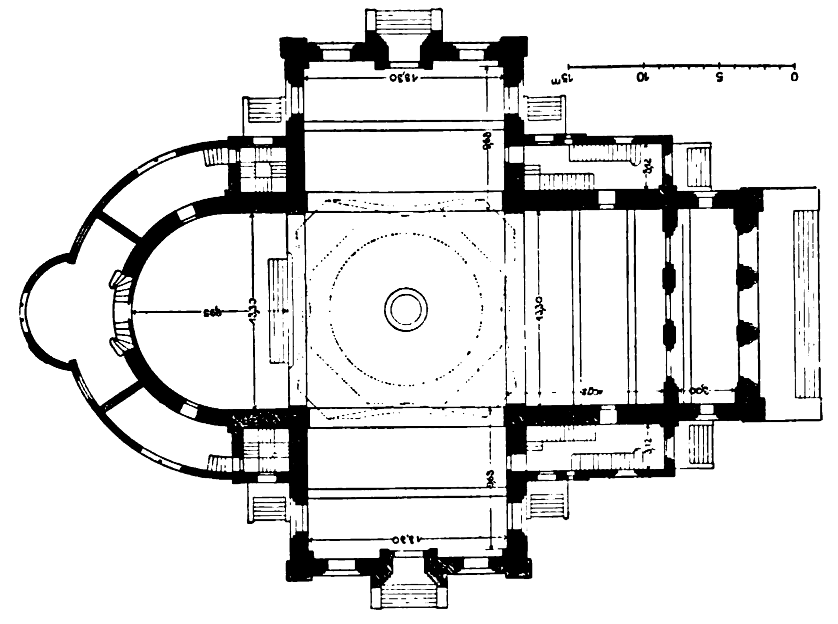


Abb. 61. Kreuzkirche Düsseldorf. Grundriß.

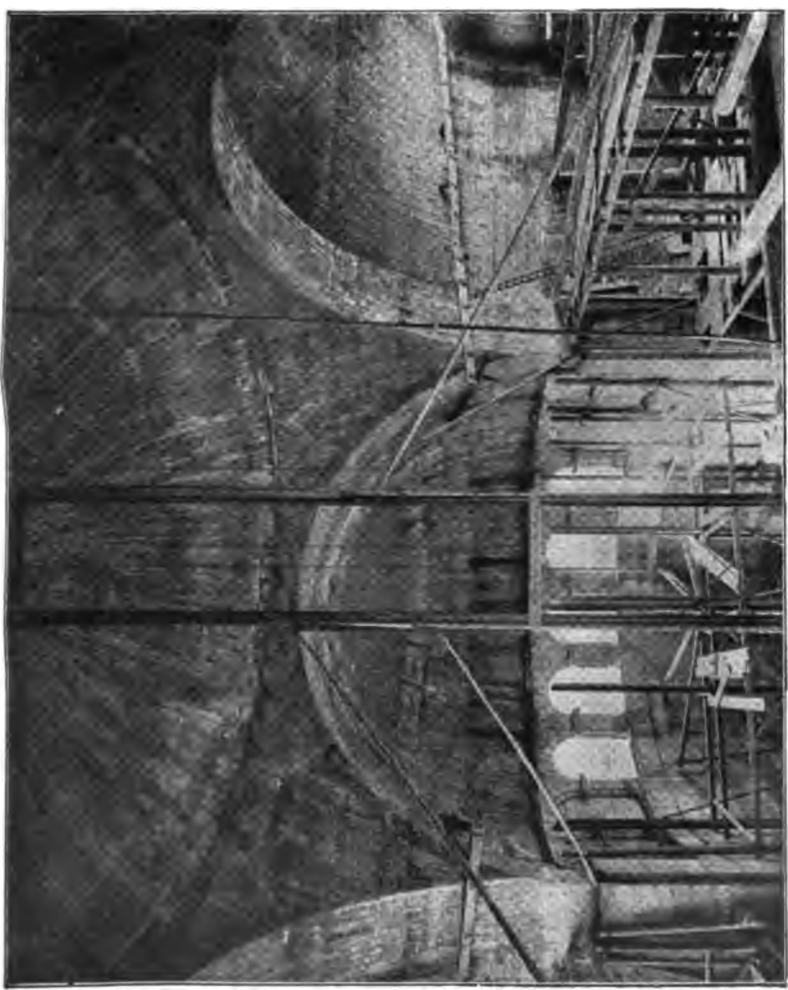


Abb. 60. Kreuzkirche Düsseldorf. Innenansicht.

einbeschriebener Kreis — eine flache Kuppel mit Pendentifs in den vier Zwickeln (vgl. den perspektivischen Schnitt Abb. 59, Querschnitt Abb. 58 und die Innenansicht Abb. 60). Die Flachkuppel erhielt eine später geschlossene Laternenöffnung von 2,86 m Durchmesser zum Durchbringen der Glocken (vgl. Abb. 61).

Über den vier Gurtbögen und in ihrer Richtung, aber in Ebenen, die nach dem Innern geneigt sind, erheben sich vier parabolische Tragbögen (Abb. 58), auf denen vier Seitenmauern des Turmes aufruhen. Zur Aufnahme der Schübe sind die Kämpfer dieser Parabelbögen durch einen quadratischen Zugring verbunden, gebildet durch Eisenbetonbalken in Höhe der Gurtbögenscheitel und in Richtung der Vierungsseiten.

Die vier Parabelbögen mit ihrer Aufmauerung sind ferner durch vier trapezförmige starke Eisenbetonplatten zu einem achtseitigen Pyramidenstumpf verbunden, dessen obere Grundfläche ein reguläres Achteck in der Form des Turmgrundrisses darstellt (Abb. 62). Diese Trapezplatten sollen aber nur eine steife Verbindung der geneigten Bögen bilden und sind deshalb horizontal stark bewehrt. Um sie von den Mauern des Turmes zu entlasten, sind über ihnen Balkenstürze aus Eisenbeton gebildet, als Auflager für das aufgehende Mauerwerk, so daß die gesamte Turmlast auf die Parabelbögen und durch diese auf die Gurtbögen übertragen wird.

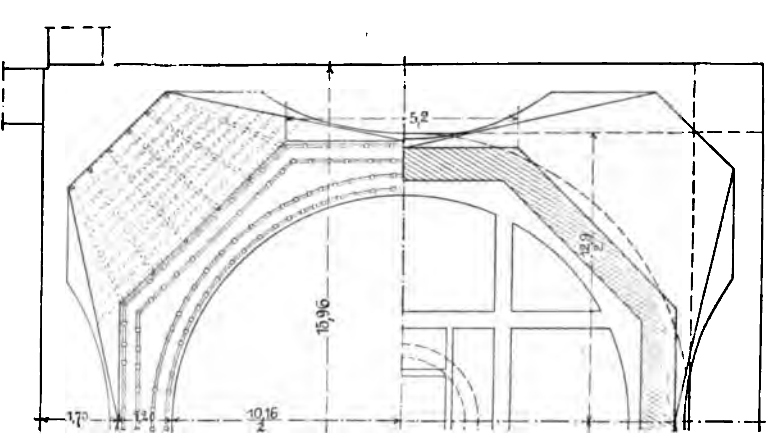


Abb. 62. Kreuzkirche Düsseldorf. Links Grundriß über der Flachkuppel, rechts Grundriß im Turm.

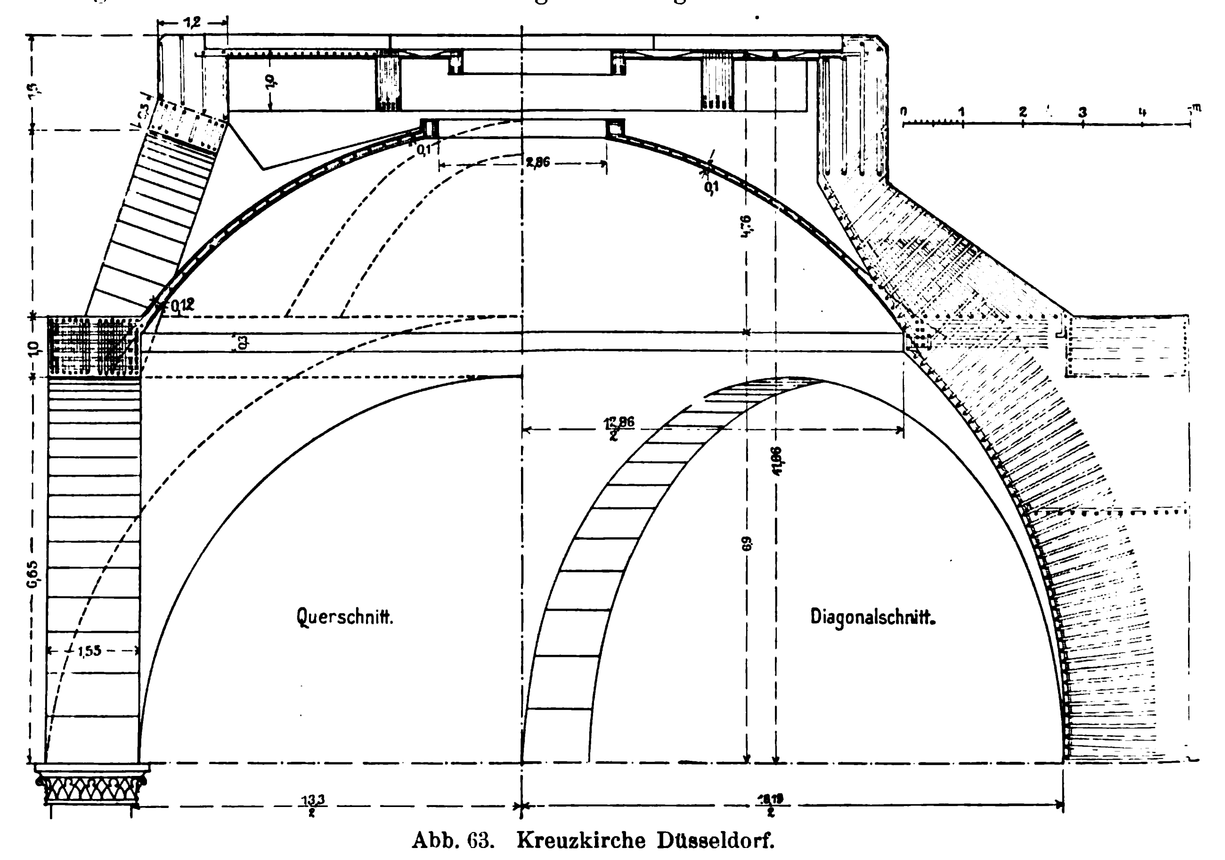


Abb. 63. Kreuzkirche Düsseldorf.

Auf dem so durch diese vier Stürze und durch die aufgemauerten Parabelbögen entstandenen achteckigen Versteifungsring ruht außer dem Turm die Glockengeschoß-

decke, die 23,35 m über Kirchenfußboden liegt. Etwa 7 m darüber liegt die Turmgeschoßdecke, über der sich 17 m hoch der Turmhelm erhebt. Die Gesamtlast des Turmes einschließlich Helm und Glockenstuhl beträgt 555 t, dazu kommen noch Zusatzauflagerkräfte durch Wind und Schwingungen der Glocken, die für jeden der geneigten Bögen im Scheitel zusammen zu 25,22 t, für die Gurtbögen im Scheitel zu 35,8 m ermittelt wurden.

Zu berücksichtigen war bei der statischen Berechnung, daß die Seiten des quadratischen Rahmens, der die schrägen Parabelbogen stützt, durch den Bogenschub normal und infolge der schrägen Lage der Bögen auch auf Biegung stark beansprucht werden.

Durch die Wind- und Glockenkräfte werden die Gurtbogen in zweifacher Weise beansprucht. Einerseits durch die vom Rahmen ausgeübten Horizontalkräfte, die im Scheitel zweier paralleler Gurtbogen angreifen, anderseits durch die Zusatzkräfte, die die an den Gurtbogen angreifenden Auflagerkräfte der Parabelbogen erfahren. Dies war bei der Berechnung der Gurtbogen als eingespannte elastische Bogenträger zu berücksichtigen.

Der Bauausführung boten die großen Höhen Schwierigkeiten. Es wurde ein durchgehendes stehendes Baugerüst in Kämpferhöhe der Gurtbögen 11,7 m über Fußboden errichtet und von hier aus unter Anwendung eines Materialaufzuges in der Vierungsmitte die Betonierung bis zum Rahmen einschließlich vorgenommen. Da die Rüstung der Glockengeschoßdecke sich auf die der Flachkuppel stützte, wurde die Betonierung der Kuppel erst nach Entfernung der Deckenschalung begonnen.

Die gesamten Eisenbetonarbeiten kosteten 72000 Mark, die der Vierung 47000 Mark. Der Bau ist ausgeführt von der Firma Carl Brandt, Düsseldorf, die Berechnungen sind aufgestellt von Dr. Ing. Mautner.

Landesgefängnis Mannheim.

Über einem regulären Zehneck von 5,87 m Seitenlänge und 16,80 m Durchmesser senkrecht zur Seite erhebt sich ein doppelter Kuppelbau. Die innere, nicht tragende

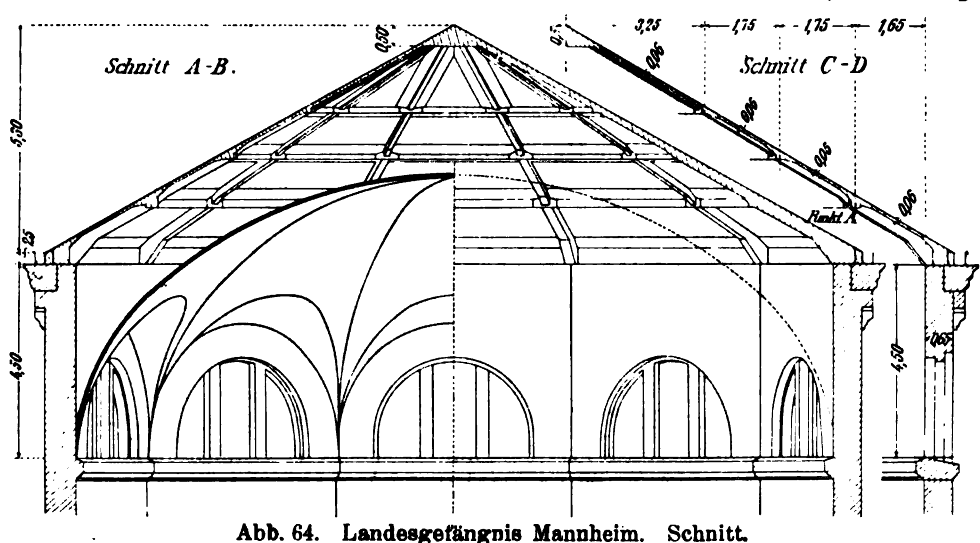


Abb. 64. Landesgefängnis Mannheim. Schnitt.

Kuppel stellt ein leichtes Gewölbe über dem polygonalen Grundriß dar mit Stichkappen von jeder Polygonseite aus. Darüber ist in Pyramidenform das Dach gespannt, das die

charakteristische Form des Rippendaches über vieleckigem Grundriß zeigt (Abb. 64). Radial gerichtete Rippen als Haupttragkonstruktion laufen gegen einen massigen Schlußstein und nehmen die parallel zu den Seiten des Polygons gerichteten Querrippen auf, die ihrerseits die leichte Betondecke tragen (Abb. 65).

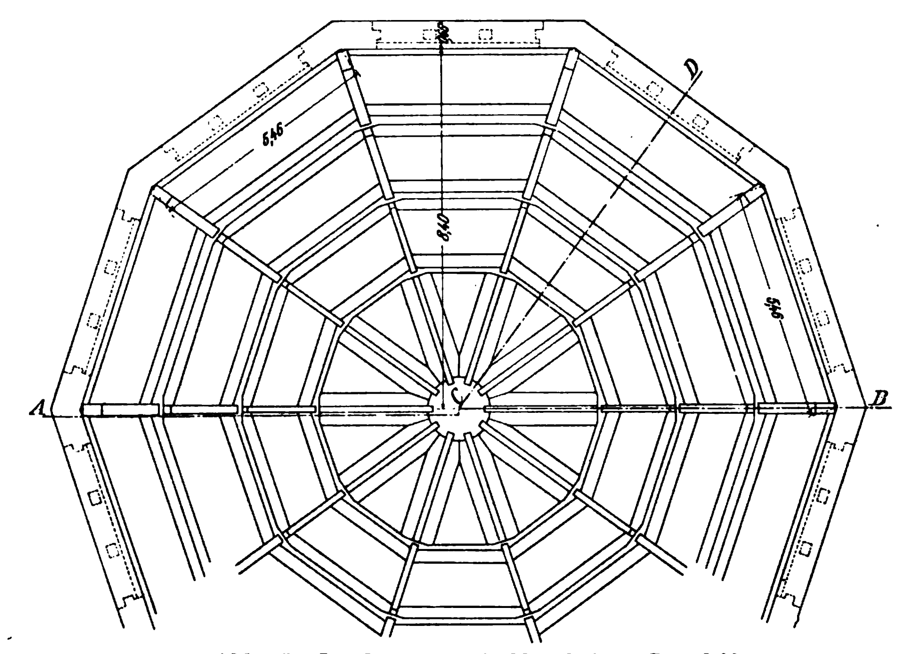


Abb. 65. Landesgefängnis Mannheim. Grundriß.

Das innere Gewölbe ist ein Klostergewölbe in Monierkonstruktion, das mit Drähten an dem Zeltdach aufgehängt ist. Das tragende Zeltdach ist nach Art der Schwedlerschen Kuppel berechnet. Die Dachdeckung besteht aus Biberschwanzziegeln, die in Zementmörtel unmittelbar auf die Konstruktion aufgelegt wurden.

Die Entwürfe zu dem Bauwerk stammen von der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G.

Rippenkuppel über der Dampfkochküche des städtischen Krankenhauses in Frankfurt a. M.[1])

Gelegentlich des Umbaues des Kochküchengebäudes war an den Konstrukteur die Aufgabe gestellt, den über der Dampfkochküche befindlichen, von unten sichtbaren Holzdachstuhl des alten Baues, ein gekreuztes Hängewerk, durch eine Voutenkuppel, eine Art Klostergewölbe, zu ersetzen. Abb. 66 zeigt den Grundriß des zu überdeckenden Raumes. Die vom ehemaligen Bauwerk bestehenden 38 cm starken Mauern sollten ohne Verstärkung wieder verwendet werden, die Stürze der sehr reichlich bemessenen Fensteröffnungen sollten zum Teil über Anlauf des zu errichtenden Gewölbes hinaufreichen, so daß letztere in dasselbe einschnitten. Die Kuppel sollte das neu zu schlagende Walmdach und einen Dunstschlot von 3 m Höhe und gleichem Durchmesser abtragen. Von unten sollte sich dem Beschauer eine einheitliche Fläche ohne Unterzüge darbieten. Der Gewölbestich betrug 2,40 m.

Da man das schwache, durch die erwähnten Fenster reichlich durchbrochene Mauerwerk unter allen Umständen vor Schüben normal zur Mauerrichtung bewahren

[1]) Siehe auch Beton u. Eisen 1909, Heft XIII.

wollte, und da man angesichts der großen und ungleichmäßig verteilten Dachpfostenlasten auf dem Terrain sicherer Berechnung bleiben mußte, entschloß sich die ausführende Firma zum Bau einer Rippenkuppel, deren Grundgedanke Abb. 67 wiedergibt.

Aus den Eckpunkten steigen über den Diagonalen des Basisrechtecks zwei Gratpaare auf, die sich in der Mitte an einen elastischen Ring stemmen, der gleichzeitig

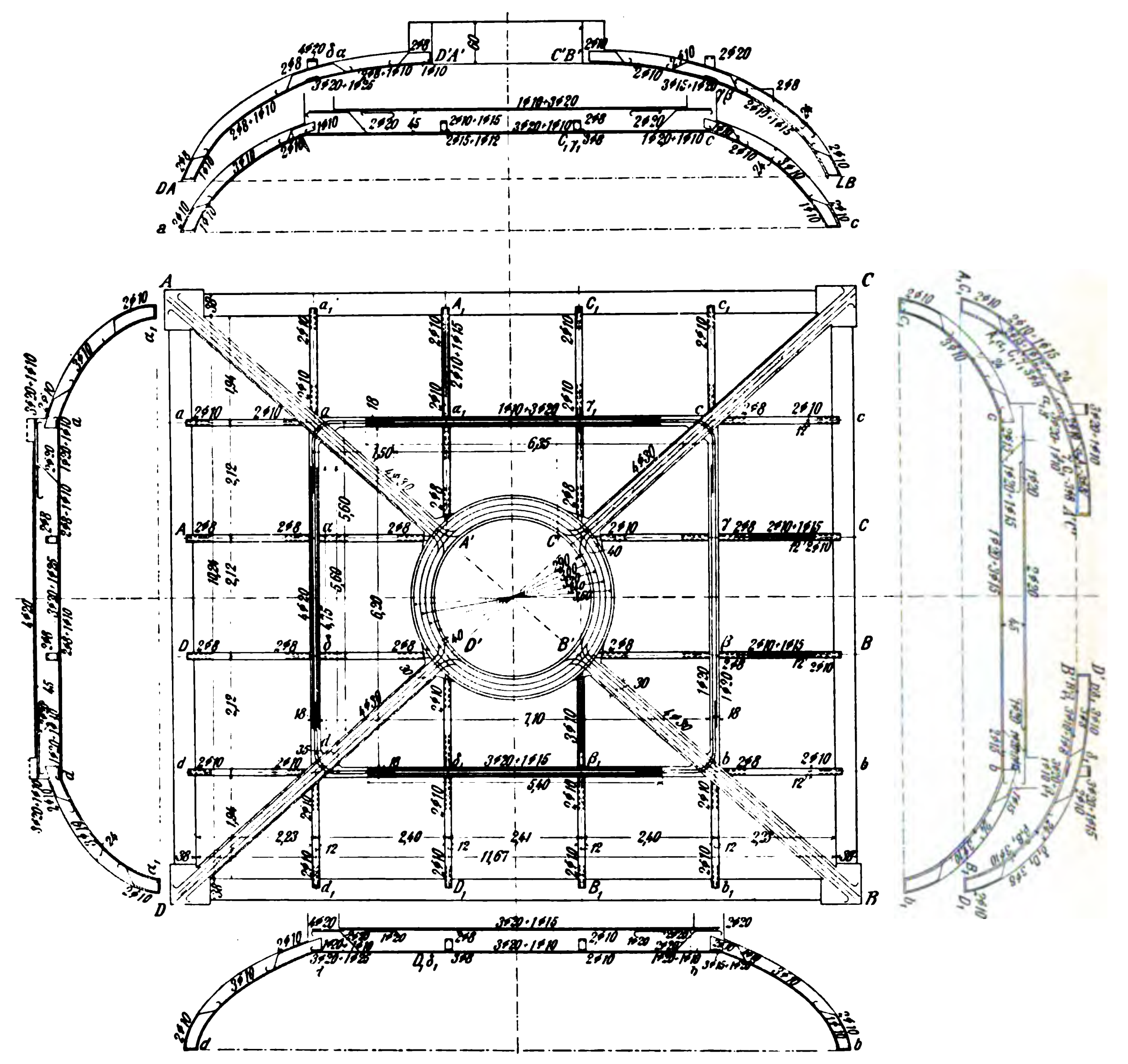


Abb. 66. Dampfkochküche Frankfurt a. M Grundriß und Schnitte der Rippenkuppel.

die Basis für den Dunstschlot bildet. Das Ausweichen der Grate ist durch die Basisanker, die die Komponenten der Diagonalschübe aufnehmen, verhindert. Anker, Grate und Ring bilden das Hauptsystem, in welches die sekundären und tertiären Rippen eingebaut sind (Abb. 66, *d a*, *a c*, *c b*, *b d* und $d_1\, \delta_1$, $\delta_1\, D'$ usw.).

Zwischen dieses Rippenschema, das die Dachbalken und Pfosten direkt abträgt, spannt sich die nur 5 cm starke Kuppelhaut, die mit Rippenunterkante bündig liegt.

Über die Berechnung sei folgendes kurz gesagt. Das hier gezeichnete Hauptsystem ist als dreifach statisch unbestimmtes Gebilde gerechnet. Als statisch unbestimmte Größen waren eingeführt: je ein Horizontalschub und die vertikale Auflagerreaktion irgend eines Grates, da ja ein Raumsystem, das sonst starr ist, auf drei Unterlagen sicher steht. In dieses äußerlich statisch unbestimmte Gebilde fügt sich der Ring als innerlich statisch unbestimmt ein. Indem dann die elastischen Verschiebungen, die den statisch unbestimmten Größen und einer über einen der Grate wandernden Einzellast entsprachen, bestimmt wurden, fand man die zur Ermittlung der ersteren nötigen Determinanten. Formänderungsarbeit der Grate und des Ringes wurden gesondert gebildet und addiert. Es erübrigt zu bemerken, daß die Diagonalschübe, entsprechend den

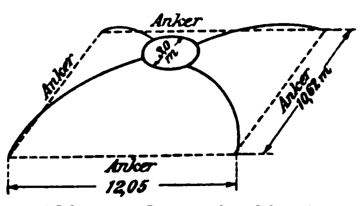


Abb. 67. Dampfkochküche Frankfurt a. M. Schema der statischen Anordnung.

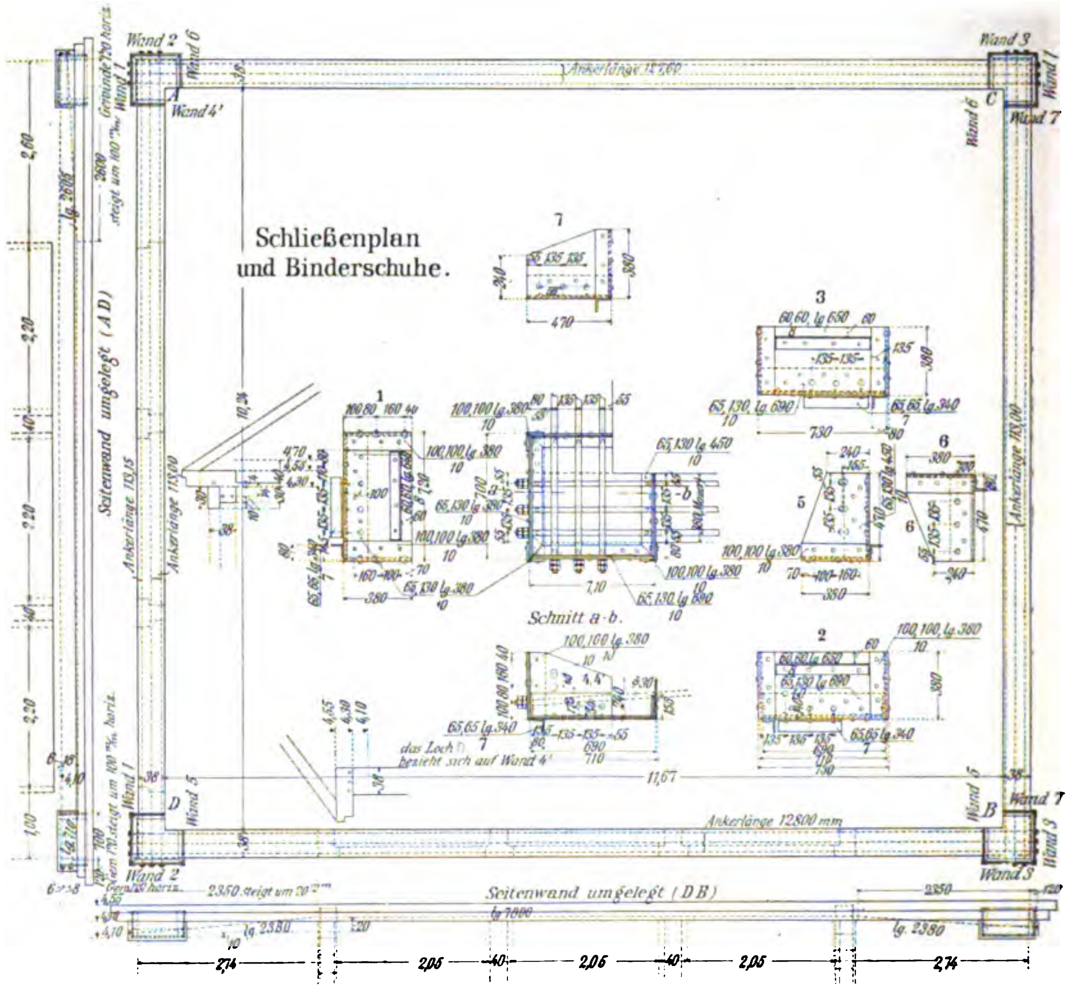


Abb. 68. Dampfkochküche Frankfurt a. M.

verschiedenen Gratbelastungen, nicht gleich groß wurden und daß sich somit in den Ankern die Komponentendifferenzen ergaben, die nach der später beschriebenen Weise

in die Mauern, parallel deren Längsrichtung, übertragen wurden. Sie betrugen im ungünstigsten Falle nur 0,53 t. Wie man aus Abb. 68 ersieht, bestanden die Anker aus je 3 R.-E. 30 mm Durchmesser, die durch schmiedeeiserne Schuhe liefen, welche auf den Mauerecken aufsaßen. Die Anker sind so gerichtet worden, daß die Niete der Eisenkonstruktion durch die Gratschübe nicht beansprucht wurden; Mutter und Gegenmutter waren die Versicherung.

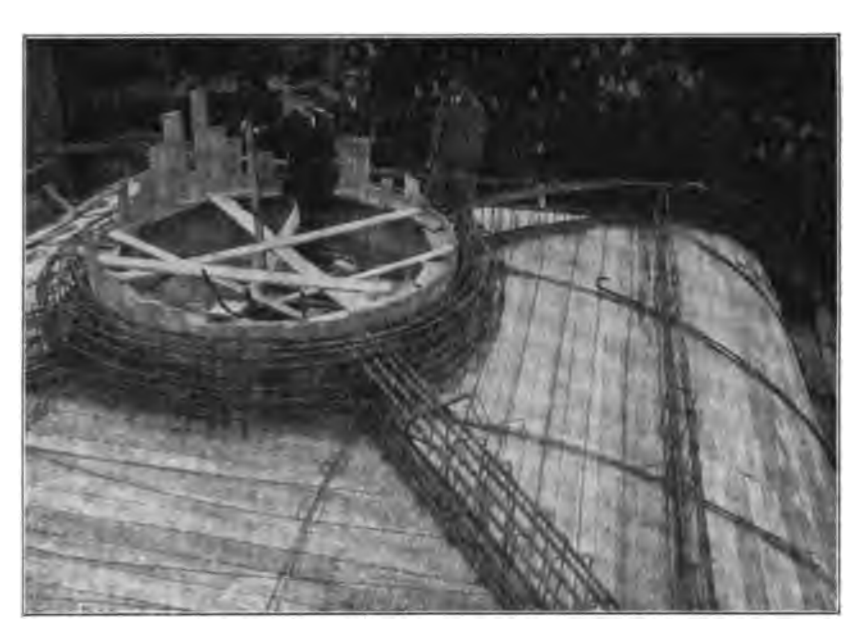


Abb. 69. Dampfkochküche Frankfurt a. M.

Entsprechend den Gratabmessungen sahen die Schuhe im Grundriß über die Maueraußenkante vor. Der sich ergebende Überstand des Basisbleches erhielt nun jederseits einen Winkel mit nach

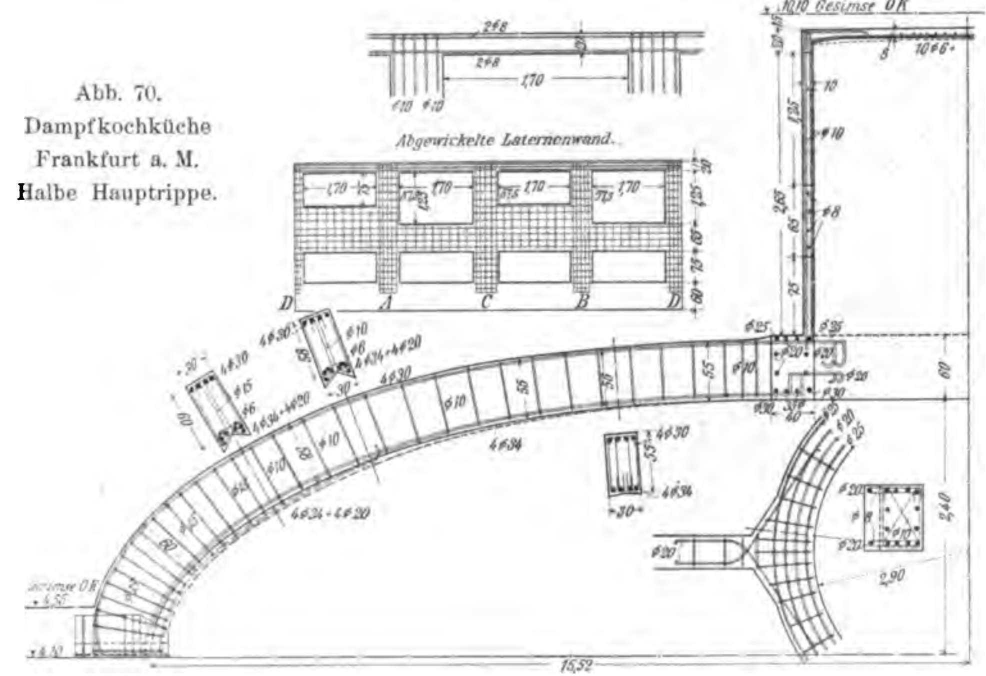


Abb. 70. Dampfkochküche Frankfurt a. M. Halbe Hauptrippe.

unten stehendem Schenkel; so war ein sicheres Versetzen der Schuhe ermöglicht, indem die genannten Winkelschenkel beim Anziehen der Anker sich an die Mauern

anlehnten. Diese Schenkel übertragen auch die Schubdifferenzen in die Mauern. Aus Abb. 68 ersieht man auch, daß einzelne Anker gesprengt wurden, um den Fensterstürzen auszuweichen. Den Sprengungen entsprechen die ovalen Löcher in den Schuhseitenwänden.



Abb. 71. Dampfkochküche Frankfurt a. M. Aufsicht auf die Kuppel.

Nachdem die Kuppeluntersicht geschalt, die Schuhe aufgebracht und die Anker eingezogen worden waren, wurde die Rippenbewehrung aufmontiert und die Hautbewehrung, bestehend aus einem Drahtnetz von 90 mm Maschenweite, das durch je 5 R.-E. 8 mm Durchmesser auf 1 lfd. m verstärkt war, eingelegt. Dann wurde die Seitenschalung der Rippen aufgestellt und letztere, sowie die Schuhe ausbetoniert. Jede Rippe konnte nach drei Tagen der Seitenschalung entbehren, und nach Ablauf dieser Zeit wurde die Kuppelhaut nach und nach angeschlossen.

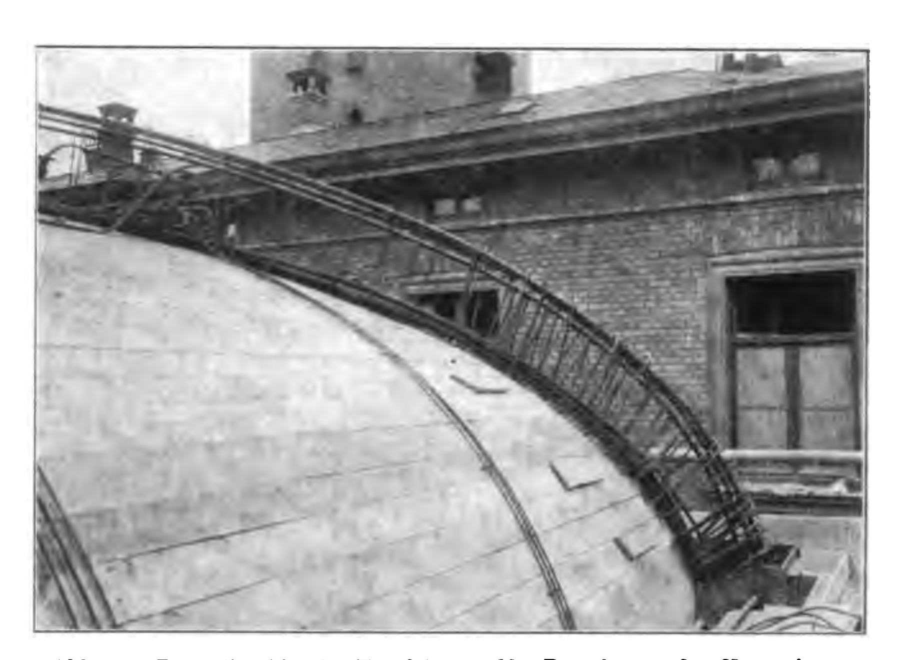


Abb. 72. Dampfkochküche Frankfurt a. M. Bewehrung der Hauptrippe.

Gleichzeitig mit der Kuppelhaut wurde das Gesims in den zwei Frontseiten gemacht. Es decken an diesen beiden Seiten die Anker, während an den beiden andern Seiten die Einhüllung mit Magerbeton erfolgte. Diese Umhüllung ist die sicherste

Gewähr, daß die Anker gleichmäßig ziehen, da sie dieselben gegeneinander verspannt. Für den Laternenanschluß waren im Ring vertikale Stäbe mit einbetoniert worden (vgl. Abb. 68 bis 70). Die vier obenliegenden Laternenöffnungen dienten der Lichtzufuhr; die unterhalb befindlichen hatten Ventilationszweck.



Abb. 73. Dampfkochküche Frankfurt a. M. Dunstschlotaufsatz.

Die Überstände der Schuhe wurden durch Verkröpfungen des Betongesimses gedeckt.

Ansichten während der Montage zeigen Abb. 71 bis 73.

Nach vierwöchentlicher Erhärtung fiel die letzte Stütze. Das abgetragene Gewicht nebst Eigenlast ist etwa 58 t. Der Bau ist ausgeführt von der Firma Flauaus u. Stössel, berechnet und konstruiert von Ingenieur A. Laufer, Frankfurt a. M.

Evangelisches Vereinshaus Düsseldorf.[1])

Da beim Bau des Vereinshauses für alle tragenden Konstruktionsteile Eisenbeton vorgesehen wurde, so sind hier die verschiedenartigsten Eisenbetonkonstruktionen ausgeführt, wie Säulen, Treppen, Decken, Konsolen und Gewölbe verschiedener Art. Unter diesen ist in erster Linie erwähnenswert eine Rippenkuppel über dem großen Saal. Der sechseckige Grundriß des Saales ist durch zwei parallele Diagonalen in ein Rechteck und zwei anliegende Dreiecke zerlegt.



Abb. 76. Evangelisches Vereinshaus Düsseldorf.
Aufsicht auf die Kuppel.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1907, Heft III. S. 73.

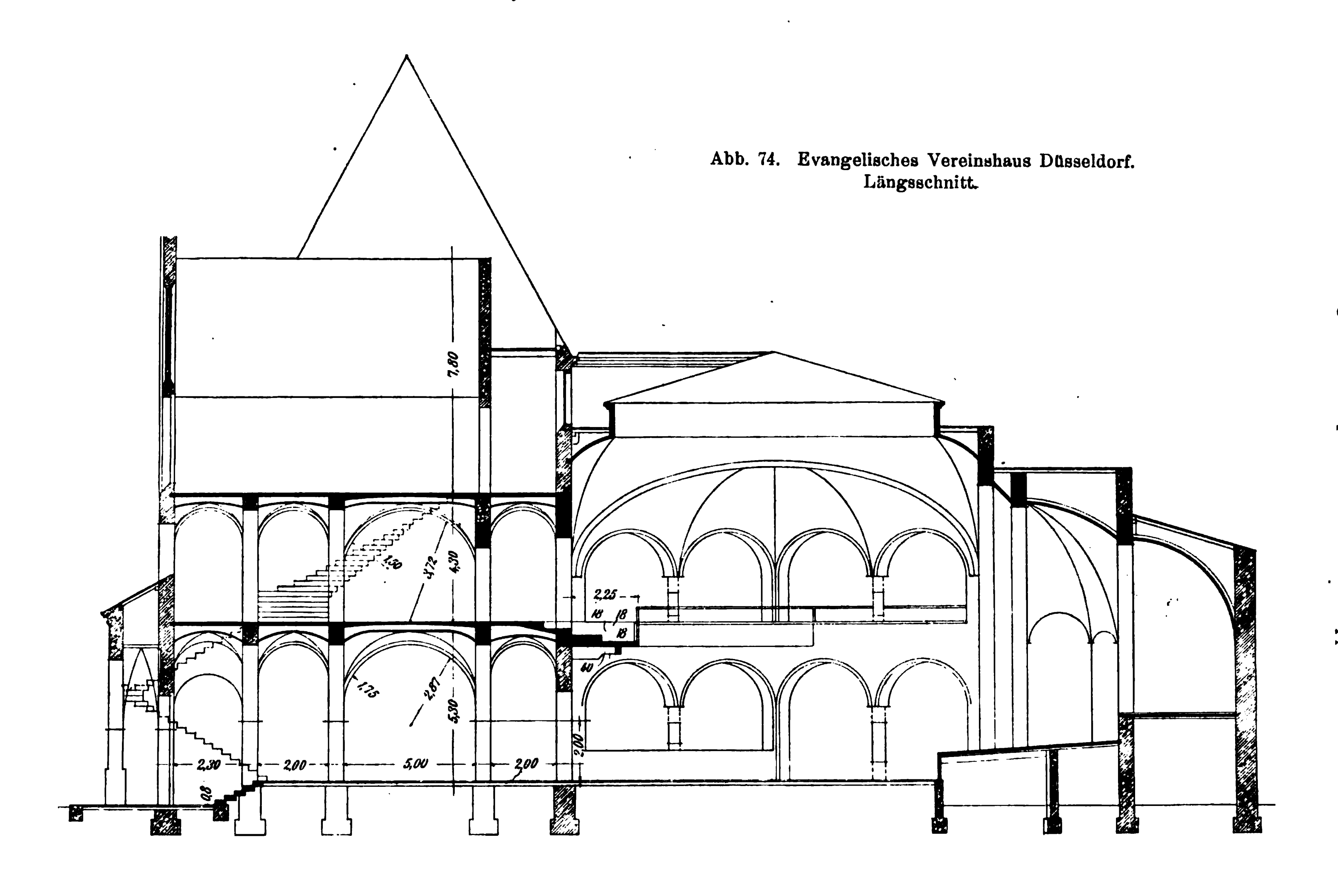


Abb. 74. Evangelisches Vereinshaus Düsseldorf.
Längsschnitt.

Seitlich ist das Rechteck von vier schweren Gurtbogen begrenzt, gegen die sich die Mittelkuppel und die Gewölbe über den dreieckigen Seitenteilen stützen. Zur Erzielung reichlichen Oberlichts ist die Kuppel durch eine sehr große Laterne unterbrochen, deren Durchmesser 8 m beträgt, gegen 13,70 m und 11,60 m Länge der Rechteckseiten.

Die Laterne ist 1,20 m hoch und durch ein kegelförmiges Dach abgedeckt. Über dem tragenden Kuppelbau ist ein äußeres Holzdach aufgebaut, teils auf die Laterne, teils unmittelbar auf die Kuppel gestützt.

Die Kuppel ist als Rippenkuppel konstruiert, und zwar laufen zwei sich kreuzende Tragrippen in den Diagonalen des Rechtecks, da ein Schub auf die Gurtbogen senk-



Abb. 75. Evangelisches Vereinshaus Düsseldorf.
Lehrgerüst der Kuppel.

recht zur Stirnwand vermieden werden sollte. Es gehen so alle Horizontalschübe in die Eckpfeiler und von diesen in die nach verschiedenen Richtungen laufenden Mauern. Für die statische Untersuchung der Rippen wurde ein unverschieblicher Anschluß der Fußpunkte, im Scheitel dagegen eine vertikale Verschieblichkeit an dem Laternenringe angenommen, so daß also die geringen Horizontalverschiebungen dieser Anschlußpunkte infolge der Ringdeformation vernachlässigt werden. Die Eindeckung der dreieckigen Hallenseitenteile ist durch drei Tragrippen in vier Gewölbe geteilt. Die Tragrippen laufen gegen einen halbkreisförmigen Schlußring, der sich an die Gurtbogen lehnt und je eine Ventilationsöffnung frei läßt. An einer weiteren Rechteckseite schließt sich der Raum für die Orgelbühne an, überwölbt durch eine Kuppel in Halbkugelform.

Nach den Angaben des Oberingenieurs Heim der ausführenden Firma C. Brandt in Düsseldorf stellte sich der Preis des Kuppelgewölbes auf 29,80 Mark für 1 m²

Horizontalprojektion des fertigen Eisenbetongewölbes mit Abzug des Oberlichts. Die Betonmischung der Ausführung war 1 : 5. Während der Bauausführung wurden laufende Betonproben aus der Mischtrommel entnommen und geprüft. Es ergab sich dabei als Mittelwert nach 28 Tagen Erhärtung die hohe Würfeldruckfestigkeit von 422 kg/cm². Die Abb. 74 bis 76 zeigen den Längsschnitt des Gebäudes, die Aufsicht auf die fertige Kuppel und eine Einsicht in das Lehrgerüst.

Krematorium in Chemnitz.

Der Turm des Krematoriums in Chemnitz ist mit einer Spitzkuppel in Eisenbeton überwölbt, die außen eine sandsteinartig bearbeitete Betonvorlage erhalten hat,

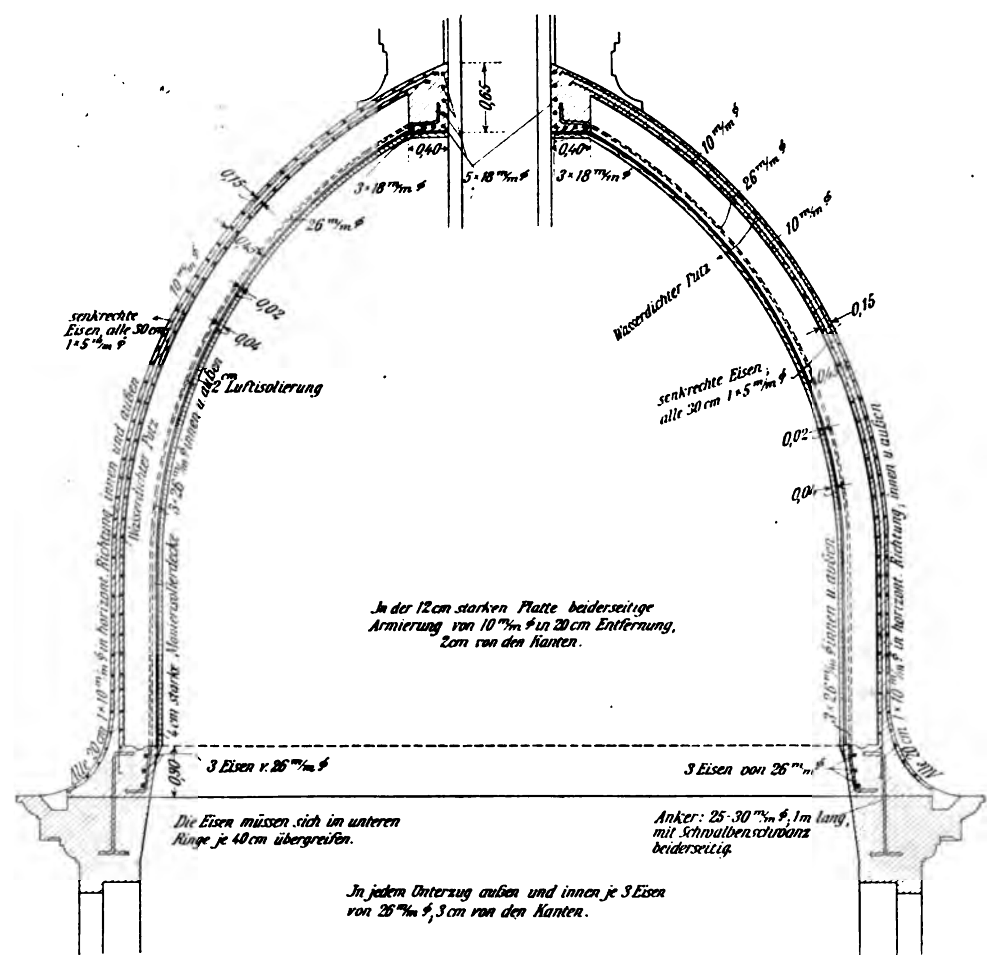
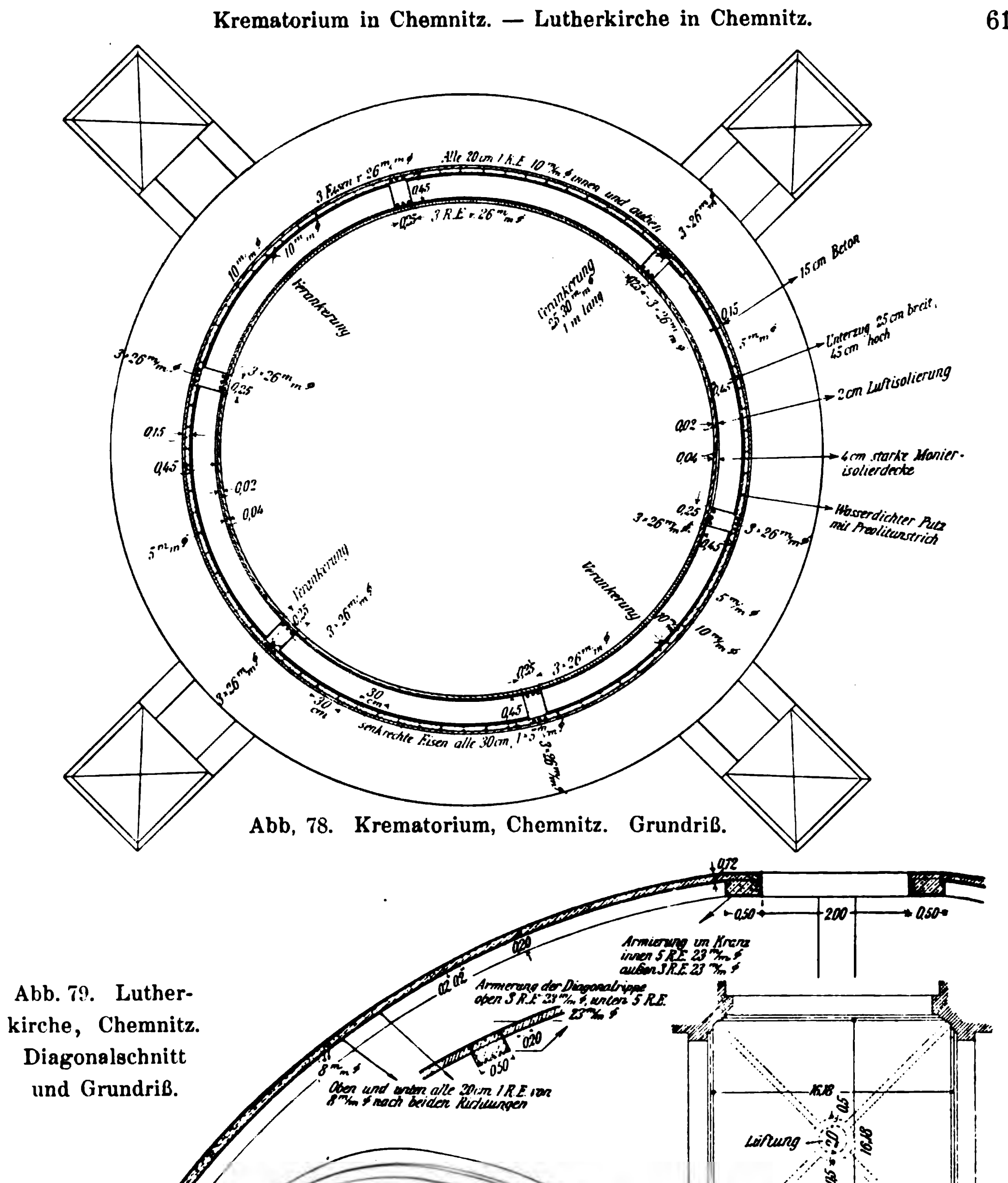


Abb. 77. Krematorium, Chemnitz. Schnitt.

um dem Gesamtbau, der in Sandstein errichtet wurde, angepaßt zu werden. Die in einem Schlot durch das Gewölbe geführten Abgase bringen eine Erwärmung mit sich; deshalb ist auf der Kuppelinnenseite eine Monierverkleidung mit einer 2 cm starken Luftschicht angeordnet. Das Mischungsverhältnis des Betons besteht aus 1 Teil Portlandzement, 3 Teilen scharfem Kiessand und 2 Teilen Porphyrfeinschlag. Die Abmessungen und Eiseneinlagen sind aus Abb. 77 u. 78 zu ersehen. Ausgeführt ist der Bau von der Firma Johann Odorico, Dresden.



Abb, 78. Krematorium, Chemnitz. Grundriß.

Abb. 79. Luther-kirche, Chemnitz. Diagonalschnitt und Grundriß.

Lutherkirche in Chemnitz.

Von der Firma Odorico, Dresden wurde ferner eine größere Kuppel ausgeführt beim Bau der Lutherkirche in Chemnitz. Das Gewölbe erhebt sich als Rippenkuppel

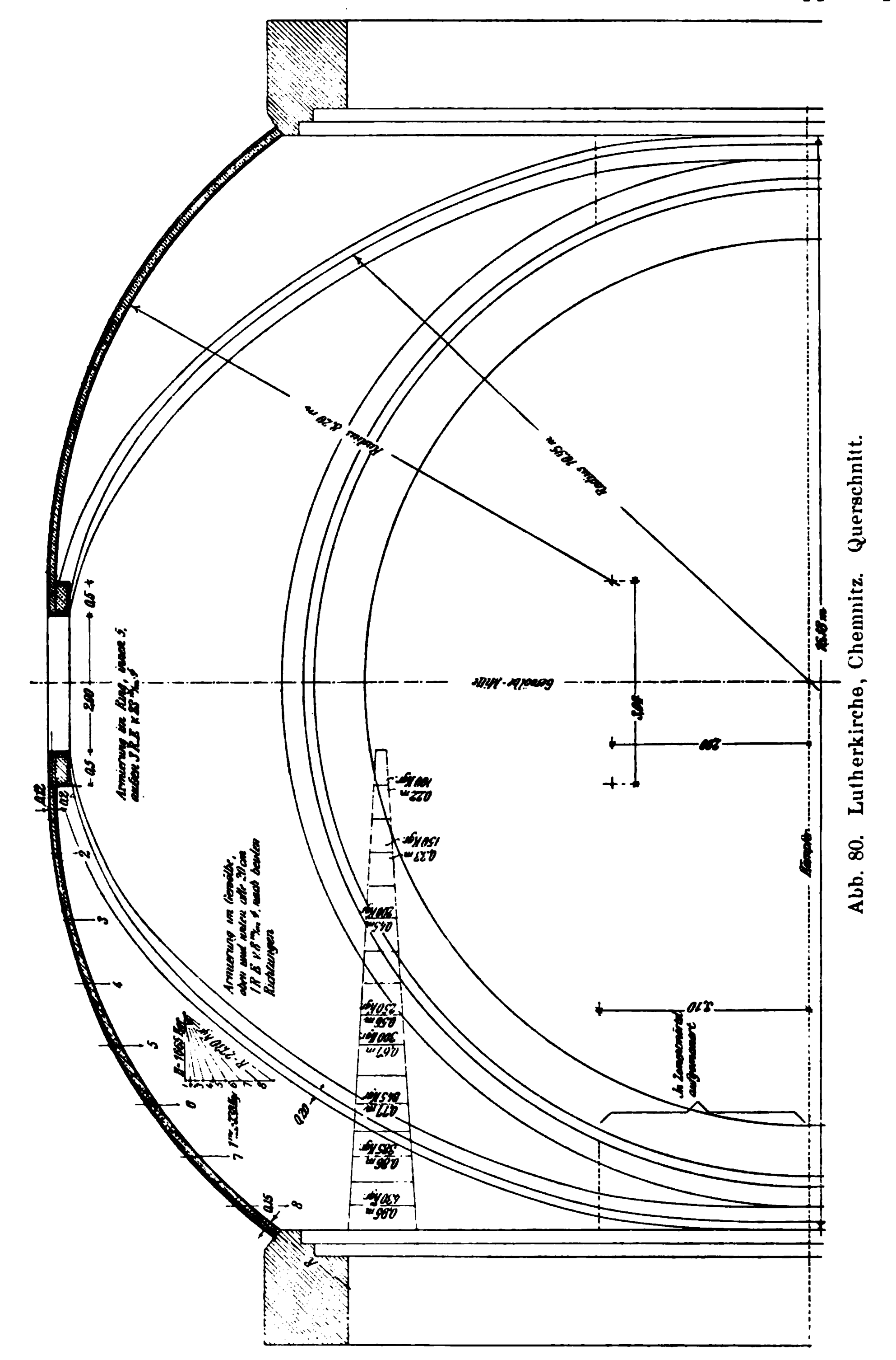


Abb. 80. Lutherkirche, Chemnitz. Querschnitt.

zwischen zwei Diagonalrippen über einem quadratischen Grundriß von 16,18 m Seitenlänge. Die Betonzusammensetzung war die gleiche wie bei dem Chemnitzer Krematorium. Einzelheiten der Konstruktion und der Eisenbewehrung sind aus Grundriß, Querschnitt und Diagonalschnitt in Abb. 79 u. 80 zu entnehmen.

Armeemuseum München.[1])

Es sollte bei diesem Bau der Hauptraum durch eine Kuppel überdeckt werden, die ihre Stützpunkte in vier im Grundriß festgelegten Pfeilern finden sollte.

Es wurden, um dieser Forderung zu genügen, die Pfeiler, von denen jeder 571 t zu tragen hat, in Eisenbeton errichtet und durch vier starke Gurtbogen, ebenfalls in Eisenbeton, überwölbt (Abb. 81). Auf dem Quadrat in Scheitelhöhe der Gurtbogen wurde durch übereck gelegte Balkenstürze ein Achteck geschaffen, das den zylindrischen Unterbau des Kuppelbaues trägt.

Zur Überwölbung des Raumes wurden zwei Kuppeln ausgeführt, eine innere, die nur sich selbst trägt, und eine äußere zur Aufnahme der Kupfereindeckung und zu-

[1]) Vergl. den Aufsatz von Direktor Zöllner, Deutsche Bauztg., Mitt. 1906, Nr. 16 u. 17.

Abb. 81. Armeemuseum München. Gurtbogen und Pfeiler.



Abb. 82. Armeemuseum München. Ansicht der Kuppel.

fälligen Lasten. Die äußere Kuppel trägt außerdem noch eine Laterne (Abb. 8). Der Radius ist bei der inneren Kuppel gleichmäßig 8 m, bei der äußeren im Mittel 8,80 m. Die Kuppelwandung ist 6 bis 8 cm stark, die Eiseneinlagen in Richtung der Parallel- und Meridiankreise bestehen bei der tragenden Kuppel aus ⊥-Eisen N.-P. 8 × 4 bezw. ⊥-Eisen N.-P. 9 × 4,5. Die äußere Kuppel begrenzt oben zur Aufnahme der Laternenlast ein oberer Druckring aus L-Eisen N.-P. 50 × 50 × 7. Beide Kuppeln ruhen mit Fußringen aus [-Eisen N.-P. 14 auf dem zylindrischen Unterbau, einer Mauer von 38 bis 51 cm Stärke (Abb. 10).

Alle diese durch die Sturzbalken noch vermehrten Lasten sind von den vier Gurtbogen aufzunehmen, die daher große Ab-



Abb. 83. Anatomie München. Ansicht.

messungen und auch schwere Bewehrung erhielten. Sie sind 1 m breit und im Scheitel 0,8 m hoch, oben und unten sind je 6 R.-E. 28 mm Durchm. eingelegt, die durch genietete Winkelrahmen in ihrer Lage gehalten werden.

Über die statische Berechnung vergl. S. 554 bis 558. Die Ansicht der Kuppel ist in Abb. 82 dargestellt.

Die Bauzeit der Gurtbogen und der Kuppel dauerte etwa vier Monate. Die gesamten Eisenbetonkonstruktionen sind entworfen und ausgeführt von der Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H., München.



Abb. 84. Anatomie München. Kuppel mit glasgedecktem Teil.

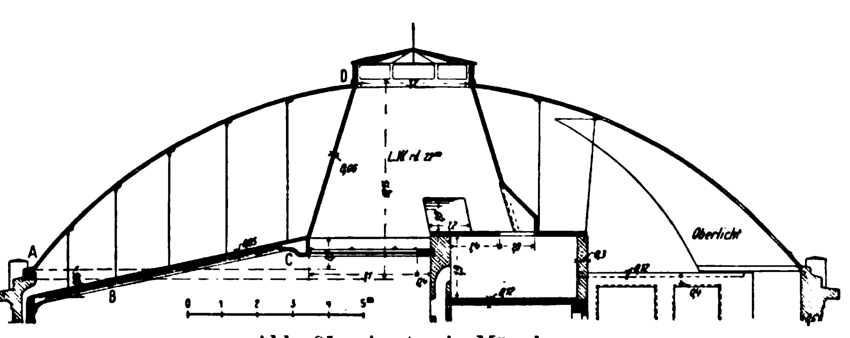


Abb. 85. Anatomie München.
Kuppel mit angehängter Decke und Lichtschacht.

Anatomie München.[1])

Bei dem Neubau der Münchener Anatomie wurde nicht nur Eisenbeton im weitgehenden Maße als Baumaterial angewandt, sondern es erhielt das Bauwerk den ausgesprochenen Charakter eines Eisenbetonbaues auch dadurch, daß die Fassaden in unverkleidetem Eisenbeton hergestellt wurden (Abb. 83).

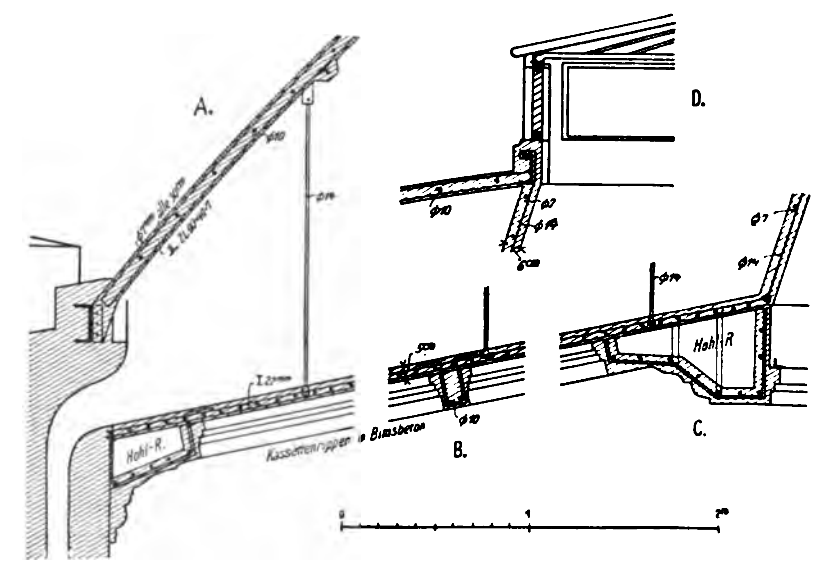


Abb. 86. Anatomie München. Einzelheiten der Deckenaufhängung.

[1]) Vergl. Deutsche Bauztg. Mitt. 1908, Heft 1 bis 3; ferner Beton u. Eisen 1908, Heft V, S. 116 und Heft VI, S. 146.

Die einzelnen Räume wurden von den verschiedenartigsten Decken meist mit kreuzweiser Bewehrung überdeckt. Durch enge Feldteilung ergaben die dichten Längs- und Querrippen bei geringen Abmessungen einfache Kassettendecken von günstiger architektonischer Wirkung.

Auch die Dachkonstruktionen sind durchgehend in Eisenbeton ausgeführt.

Abb. 87. Anatomie München. Eisenbewehrung der Kuppel.

Der Hauptraum wird von einer Vollkuppel überwölbt, einer Kugelkalotte von 11 m Grundkreisradius und 5,75 m Höhe. Da die Kuppel gleichzeitig einen inneren Lichthof überdeckt, ist sie auf der einen Seite durch einen Teil eines Sektors durchbrochen und mit Glas überdeckt (Abb. 84 u. 87). Oben trägt die Kuppel eine Laterne von 3,20 m Durchm. Für die Berechnung und die Abmessungen der Betonwandung war außer Eigengewicht und zufälliger Last das Gewicht der angehängten schweren Kassettendecke maßgebend (Abb. 85 u. 86). Die Decke wird durch einen massiven Aufbau bis zur Laternenöffnung in Form eines Kegelstumpfes durchbrochen, durch den das Licht einfällt.



Abb. 88. Anatomie München. Kuppel im Rohbau.

Als Eiseneinlagen wurden Horizontalringe und Meridianeisen aus Walzprofilen gewählt. Die Meridianeisen bestehen aus 2 L-Eisen N.-P. 60 × 40 × 7, die normalen Ringeisen aus ⊥-Eisen N.-P. 90 × 45, der Laternenring aus [-Eisen N.-P. 16; der Fußring ist in Z-Form zusammengesetzt aus 2 L-Eisen N.-P. 65 × 100 × 8 und 100 × 200 × 12 (vergl. Grundriß Abb. 87).

Die Berechnungen erfolgten nach den „Vorläufigen Leitsätzen für Eisenbeton“.

Als größte Betonbeanspruchung wurde $\sigma_b = 40$ kg/cm², als größte Eisenbeanspruchung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zugelassen.

Abb. 88 u. 89 zeigen den Gesamtgrundriß und eine Ansicht der Kuppel im Rohbau.

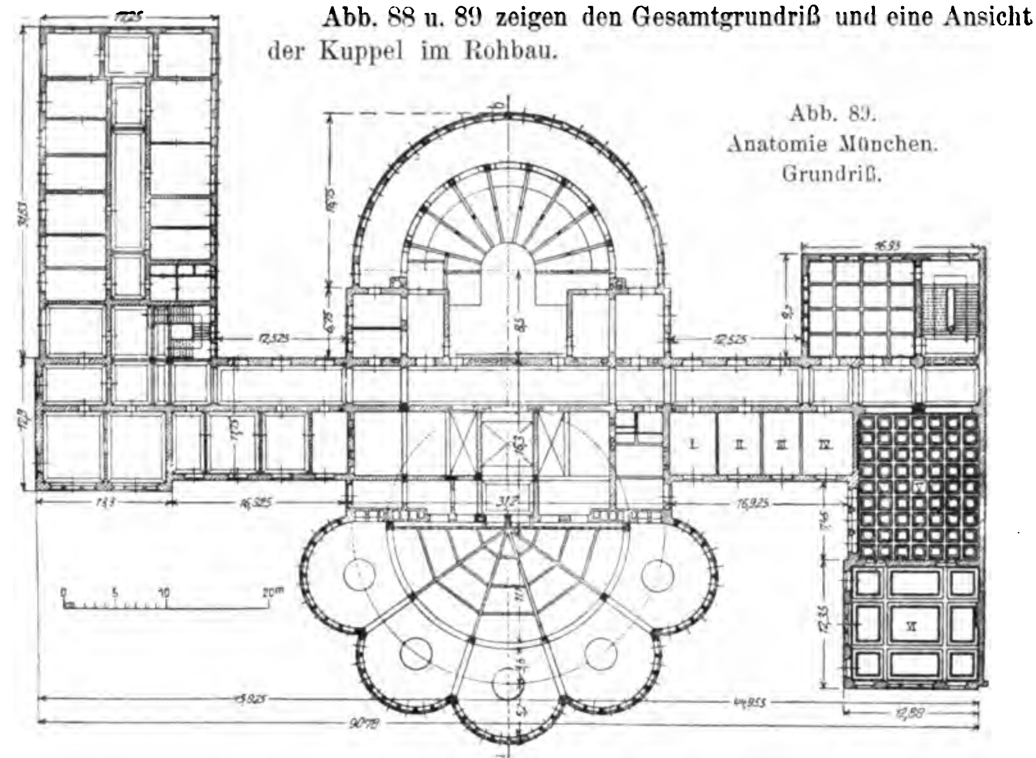


Abb. 89. Anatomie München. Grundriß.

Garnisonkirche Kiel.

Der Hauptraum der Kirche ist durch zwei Eisenbetonfachwerkträger in den Diagonalen des Grundrißquadrats überspannt. Die Träger sind als Wiegmannbinder ausgebildet und berechnet. Unter dieser Fachwerkkonstruktion, die die gesamte Dachhaut trägt, ist ein nur sich selbst tragendes massives Gewölbe gespannt als Abschluß gegen den Hauptraum darunter. Der Turm hat ein achtseitiges Pyramidendach aus Eisenbeton. Ausführlichere Angaben und weitere Abbildungen dazu siehe Handbuch IV. Bd., II. Teil, 2. Liefg., S. 428.

St. Josephskirche Würzburg.

Die St. Josephskirche in Würzburg (Abb. 90) gibt ein Beispiel eines ausgeführten Kirchen-



Abb. 90. St. Josephskirche Würzburg.

gewölbes. Das Bild zeigt die Verwendbarkeit des Eisenbetons für die schwierigsten Gewölbekonstruktionen. Die geringen Pfeiler- und Gewölbeabmessungen und die höhere Standsicherheit bedeuten einen Vorzug des Materials vor der Steinkonstruktion und bringen geringe Belastung des Mauerwerks und erhöhte Feuersicherheit mit sich.

Bei der statischen Untersuchung der Rippen erwiesen sich die auftretenden Zugspannungen als verschwindend klein, so daß die Eiseneinlagen — 4 oder 5 R.-E. von 12 mm Durchm. — mehr nach konstruktiven Rücksichten gewählt und verteilt wurden. Die Berechnung ist vom damaligen Regierungsbaumeister Mörsch aufgestellt. Ausgeführt ist der Bau von Wayss u. Freytag A.-G., München.



Abb. 91. Dom in Poti. Ansicht.

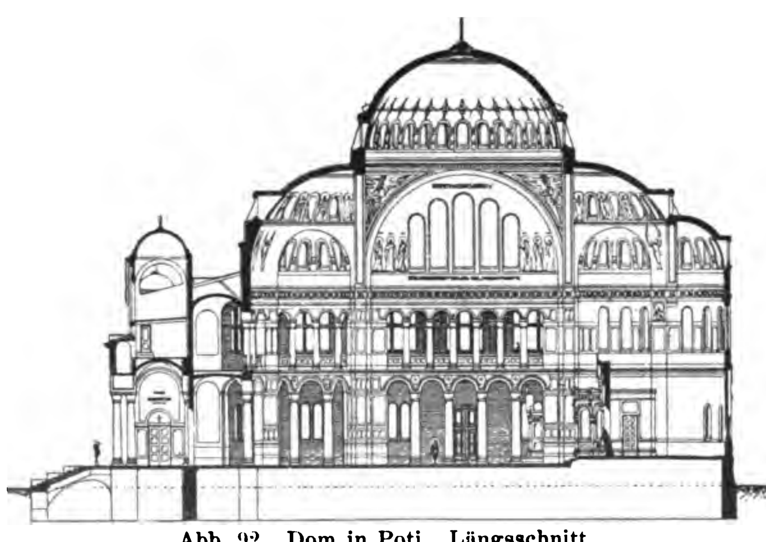


Abb. 92. Dom in Poti. Längsschnitt.

Dom in Poti.[1])

Bei der Aufstellung von Entwürfen für einen Dombau in der russischen Stadt Poti scheiterten mehrere Entwürfe, die eine Ausführung in Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk vorsahen, an den zu großen Beschaffungskosten des Materials und den unüberwindlichen Schwierigkeiten der Fundierung, da die Stadt in dem sumpfigen Deltagebiet des Flusses Rion zwischen dem Schwarzen und dem Kaspischen Meere liegt.

Trotz der Schwierigkeiten, die eine Ausführung mit den ungeübten einheimischen Arbeitern

[1]) Le Béton armé, November 1908, Nr. 126 und Concrete and Constructional Engineering 1909.

bot, entschloß man sich daher zu einer Konstruktion in Eisenbeton, und zwar nach der Bauweise Hennebique. Außer den Vorzügen billiger Herstellung und kürzester Bauzeit ergab sich hierfür vor allem der Vorteil, den schlechten Untergrundverhältnissen durch eine geeignete Fundierung Rechnung tragen zu können. Der Baugrund, tondurchsetzter, durchlässiger Sand von 21 m Mächtigkeit, durfte nur gleichmäßig mit 1,5 kg/cm² belastet werden. Dieses wurde erreicht durch das geringe Eigengewicht der Mauern und eine weit ausladende leichte Fundamentplatte, wie die Eisenbetonkonstruktion sie ermöglichte. Nur durch die monolithe Bauweise wurde ein Reißen der Gewölbe bei etwaigem ungleichmäßigen Setzen ausgeschlossen.

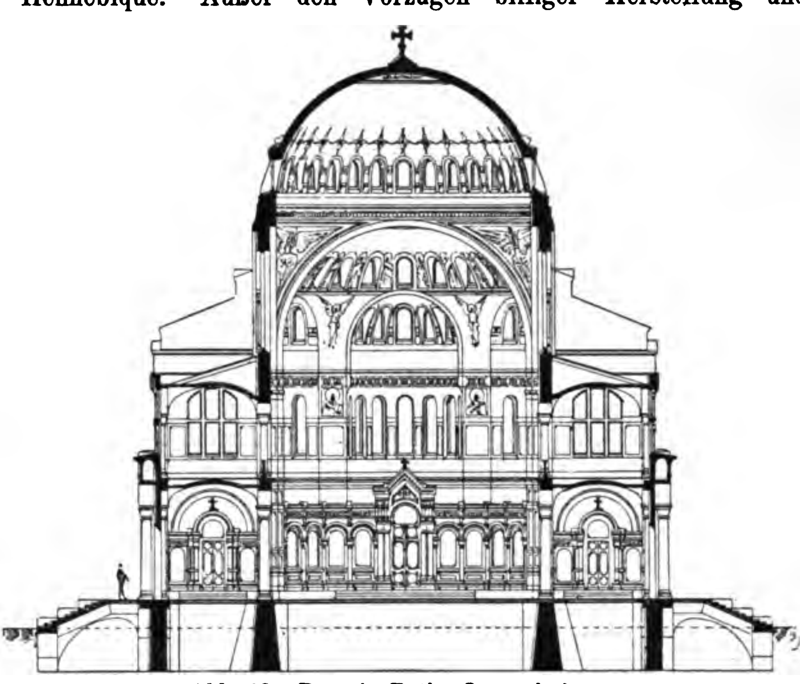


Abb. 93. Dom in Poti. Querschnitt.

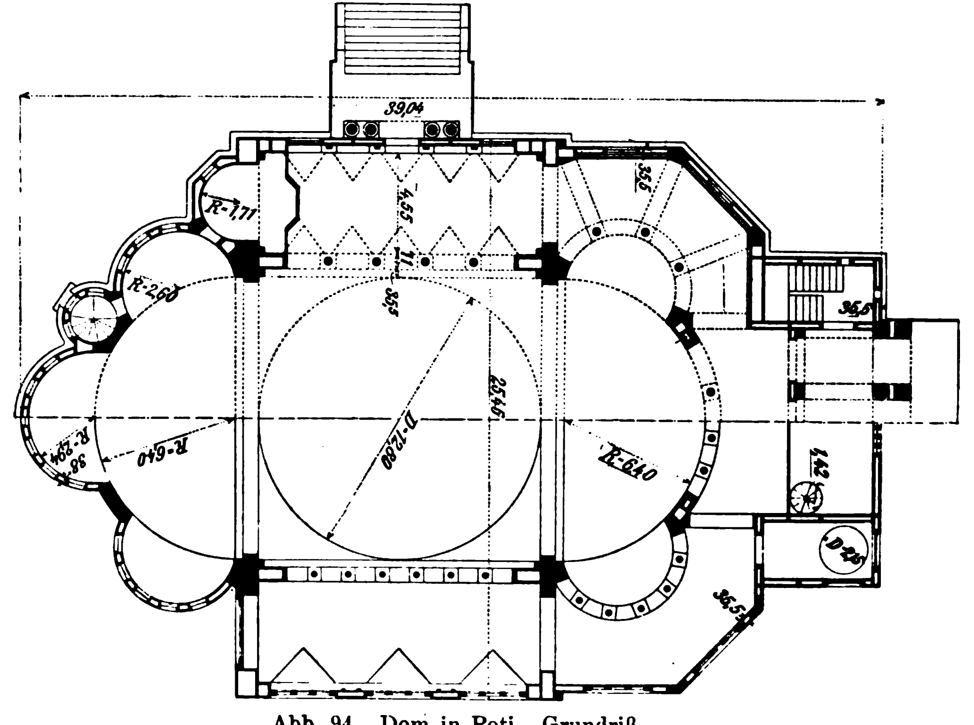


Abb. 94. Dom in Poti. Grundriß.

Die Mauern wurden nur 36 cm stark einschließlich einer Luftschicht von 18 cm ausgeführt. Die Hauptpfeiler, für die die Architektur sehr massige Querschnitte erforderte, sind hohl und enthalten die Kanäle für Lüftung und Heizung.



Abb. 95. Dom in Poti. Halbkuppel im Bau.

Die Kuppelbauten stellen Rippenkuppeln dar; sie bestehen aus einer 10 cm starken Betondecke, die sich zwischen Rippen von 25 cm Höhe spannt.

Die Ausführung nahm nur $10^1/_2$ Monate in Anspruch trotz des ungeschulten Arbeiterpersonals und der großen Schwierigkeiten, die sich durch Kriegswirren ergaben; sie erfolgte vom Juli 1906



Abb. 97. Dom in Poti. Hauptkuppel.



Abb. 96. Dom in Poti.



Abb. 98. Dom in Poti.

bis Mai 1907. Bei der Abnahme ergaben die Belastungsproben sehr gute Resultate, die Durchbiegung der über 12,30 m gespannten Gewölbe betrug nur $^1/_2$ mm.

Die Architektur rührt von Herrn Professor Marfeld her. Die Abb. 91 bis 93 zeigen, wie das Material sich dem der Hagia Sophia in Konstantinopel entlehnten

byzantinischen Stile anpassen ließ. Die weiteren Abb. 94 bis 98 zeigen außer dem Grundriß die Herstellungsweise der großen Rippenkuppel.

Die Kulikowkirche in Tula.[2])

Die Kulikowkirche in Tula in Rußland wurde 1904 erbaut. Die Kirche im Bau zeigt Abb. 99. Sie enthält eine Vollkuppel in Halbkugelform und einige flache Tonnengewölbe bis 6,70 m Spannweite (vergl. Schnitt und Grundriß in Abb. 100 u. 101).



Abb. 99. Kulikowkirche in Tula. Ansicht während des Baues.

Die Berechnung der Kuppel von 5,70 m Radius erfolgte teils zeichnerisch, teils analytisch. Es wurden mit Gleichungen, die den Formeln 6) und 9) ähnlich aufgestellt sind, die Meridianspannungen μ und die Ringspannungen ϱ analytisch berechnet. Dadurch waren auch die Horizontalkomponenten H der beiderseitigen Ringspannungen in

[2]) Eisenbeton 1909, Nr. 1.

der vertikalen Schwerpunktebene eines Kuppelsektors bekannt, so daß sich nach Ermittlung der Eigengewichte aus den Lasten G und den Horizontalkräften H eine Stütz-

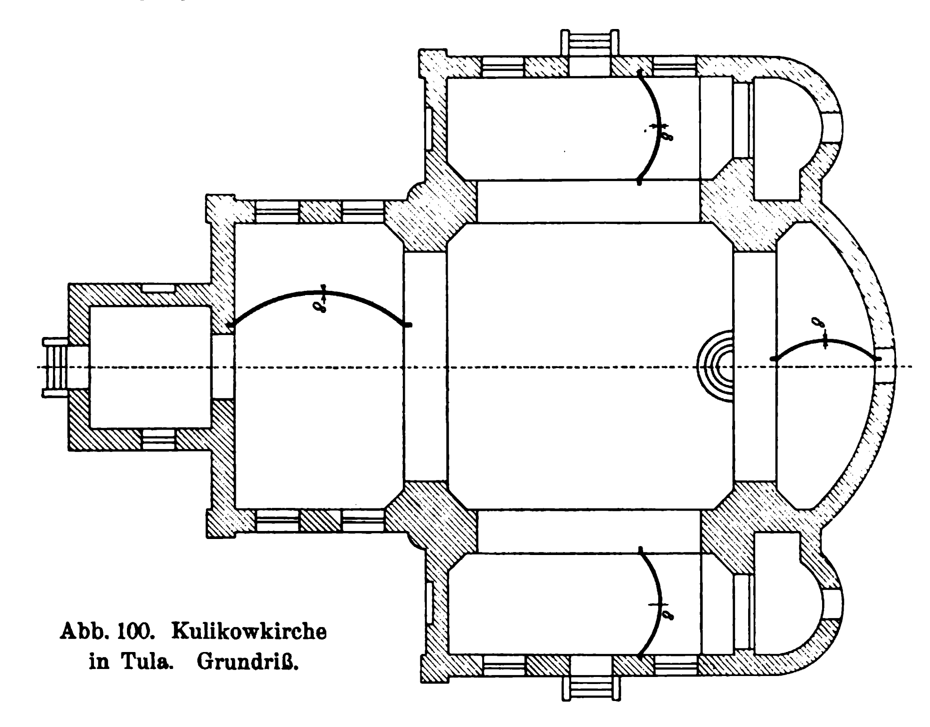


Abb. 100. Kulikowkirche in Tula. Grundriß.

linie für den Kuppelsektor zeichnen ließ (vergl. Abb. 102). Hierbei war im zweiten Ring die Laternenauflast zu berücksichtigen. Aus dieser Stützlinie wurden dann

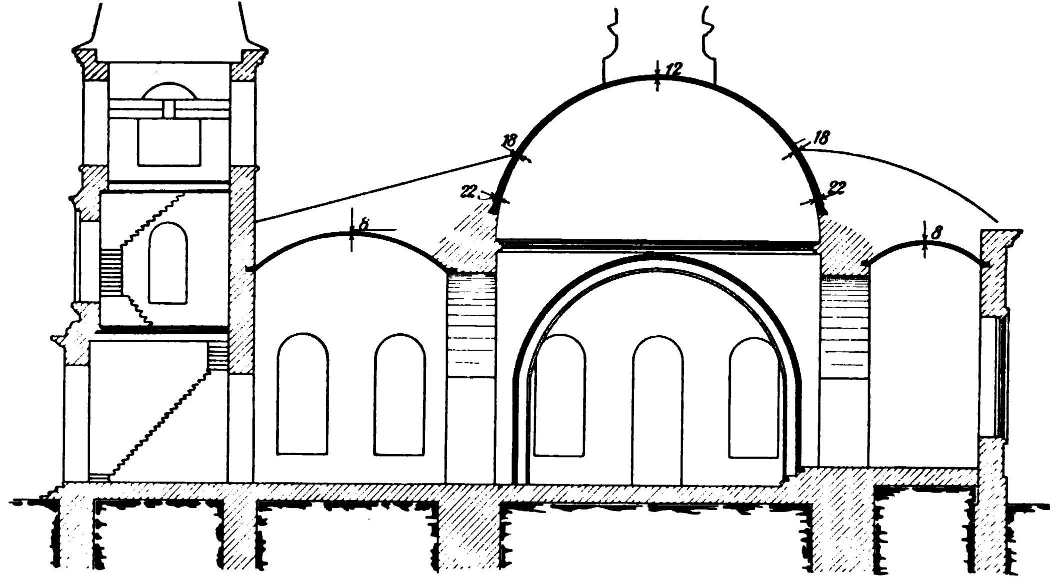


Abb. 101. Kulikowkirche in Tula. Schnitt.

die Achsial- und Biegungsbeanspruchungen der einzelnen Querschnitte zu ihrer Dimensionierung entnommen.

Für drei so ermittelte gefährliche Querschnitte wurden die erforderlichen Abmessungen und Eiseneinlagen bestimmt. Die Ringeisenquerschnitte ergaben sich dort nach unten abnehmend zu 4,02, 3,15 und 2,95 cm². Eisen in den Meridianebenen wurden, da Zugspannungen in den Parallelkreisen fast gar nicht auftreten, nur als Verteilungs-

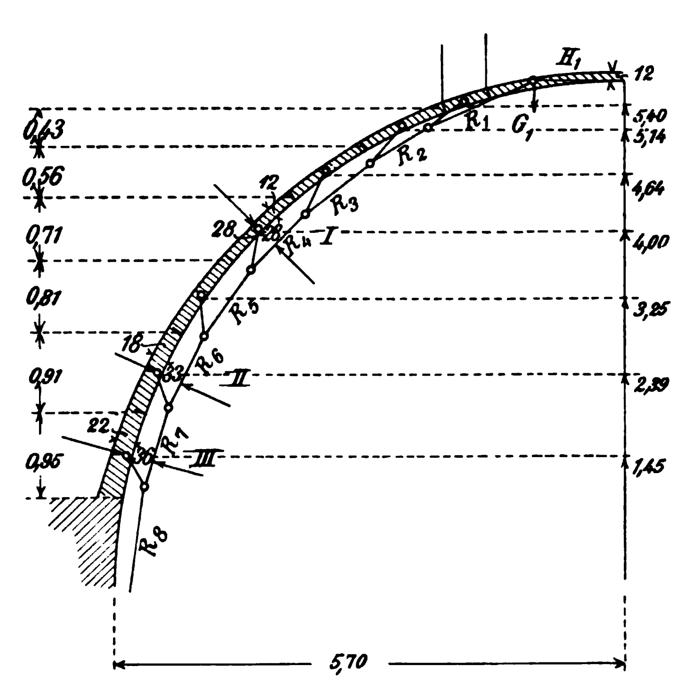


Abb. 102. Kulikowkirche in Tula. Stützlinie zur Kuppel.

Abb. 102a.

eisen verlegt. Die Kuppelwandung nimmt vom Scheitel zum Kämpfer von 12 cm auf 22 cm zu. Bei diesen Abmessungen wurden Betonspannungen von 25 kg/cm² und Eisenspannungen von 1100 kg/cm² nicht überschritten.

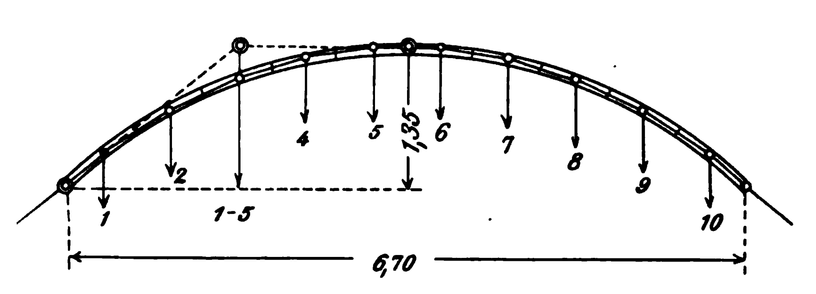


Abb. 103. Kulikowkirche in Tula. Tonnengewölbe mit Stützlinie.

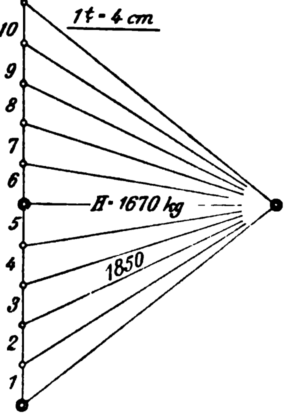


Abb. 103a. Seilpolygon zur Gewölbestützlinie.

Abb. 103 u. 103a zeigen die Zeichnung der Stützlinie in einem der Tonnengewölbe.

Berechnung und Ausführung stammt von der Firma Lolat-Eisenbeton, Berlin.

Kapitol in San Juan, Porto Rico.[1])

Klimatische und örtliche Verhältnisse waren bei diesem Bau der Grund für die Wahl des Eisenbetons als Baumaterial. San Juan liegt auf einer aus Kalkstein gebildeten Insel. Holz ist dort nur mit außerordentlichen Kosten zu erreichen, dagegen ist guter Sand für Beton vorhanden. Auch fordern Bauwerke dort wegen der außerordentlich starken Winde besondere Festigkeit, vor allem ist für den plötzlichen Wechsel sehr hoher und sehr niedriger atmosphärischer Drücke, wie er bei den dortigen Zyklonen eintritt, ein Material von der Festigkeit des Eisenbetons nötig, da auch starke Ziegelmauern diesem Druckwechsel oft nicht standgehalten haben. Ein fernerer Grund, der Eisenbeton allein in Frage kommen ließ, war das häufige Vorkommen von Erdbeben dort.

Den Hauptbau des Gesamtgebäudes bildet der Mittelteil mit seiner großen Kuppel, an ihn schließen sich beiderseits die Seitenteile an. Der Kuppelbau

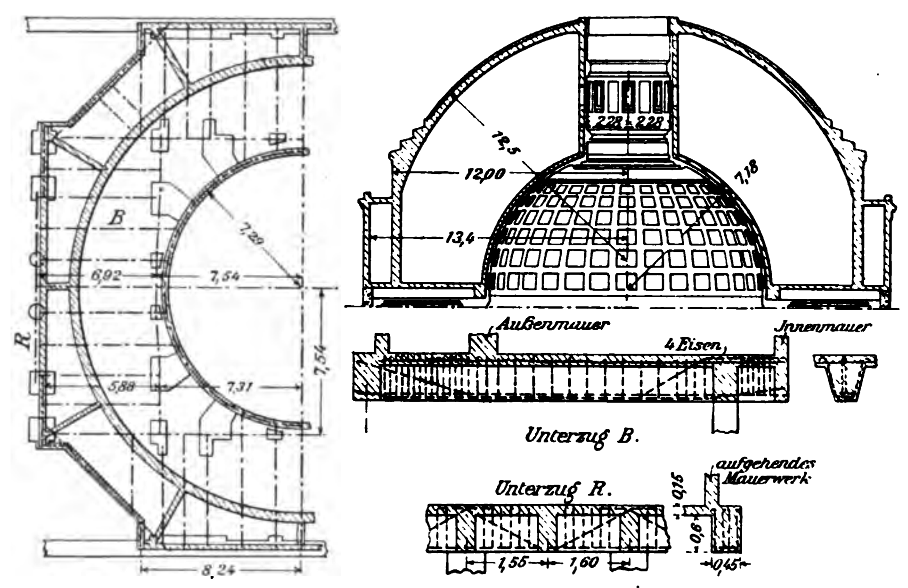


Abb. 104. Kapitol in San Juan, Porto Rico. Grundriß und Schnitt der Doppelkuppel.

erhebt sich 30,5 m über dem Boden, er besteht aus einer Doppelkuppel, einer inneren von 7 m innerem Radius und einer äußeren von 15,56 m Radius, außen gemessen. Die innere Kuppel erwies sich als Überwölbung der in den Grundriß des Gesamtmittelteils eingebauten Halle erforderlich, während anderseits für die Außenarchitektur eine Überwölbung durch die große Kuppel gewünscht wurde. Der so entstehende große Luftraum zwischen beiden Kuppeln bot gleichzeitig den für das dortige Klima gewichtigen Vorteil einer guten Wärmeisolation.

Beide Kuppeln sind massiv in Halbkugelform erbaut, mit einer Scheitelöffnung von 4,56 m Durchmesser. Durch die Öffnungen führt ein zylindrischer Schacht aus Eisenbeton, der sowohl zur Lüftung, wie zur Zuführung von Licht dient, der aber bei großer Hitze auch geschlossen werden kann.

Beide Kuppeln erheben sich in einer Höhe von 18 m über dem Boden von einer Eisenbetondecke aus (vergl. Abb. 104). Im Grundriß sind in zwei konzentrischen Quadraten Pfeiler angeordnet, auf denen senkrecht zu den Quadratseiten Balken liegen,

[1]) The Engineering Record, Bd. 59, Nr. 18.

die durchschnittlich 60 cm stark mit 13 mm starken Rundeisen in 80 mm Entfernung bewehrt sind. Jedes zweite Rundeisen ist am Ende aufgebogen. Diese Säulenreihen liegen etwas außerhalb der Kuppelgrundkreise, so daß von den Kuppeln, die nun auf den Balken mit ihren Fußringbalken aufruhen, die äußere zwischen den Säulenreihen aufsitzt, die innere auf einer kurzen Konsole ruht. Diese Anordnung wurde zur Erzielung einer größeren Verteilungsfläche für die Lasten, dann aber auch zur Vermeidung ungleichen Setzens bei Erdbeben gewählt.

Die Stärke der Außenkuppel wächst von 20 cm am Scheitel auf 25 cm am Fuß, ist aber verschiedentlich durch horizontale Ringe sehr vergrößert, die aus architektonischen Gründen angebracht sind. Meridian- und Horizontalbewehrung besteht aus 13 mm starken Rundeisen. Stärke und Bewehrung der Kuppel ist durch die großen Windkräfte bedingt. Die Einzelheiten zeigt die Abb. 105. Der zylindrische Luftschacht ist nur an der äußeren Kuppel aufgehängt und mit der inneren nicht verbunden.

Die innere Kuppel ist gleichmäßig 15 cm stark und mit 13 mm-Stäben als Ring- und Meridianeisen bewehrt.

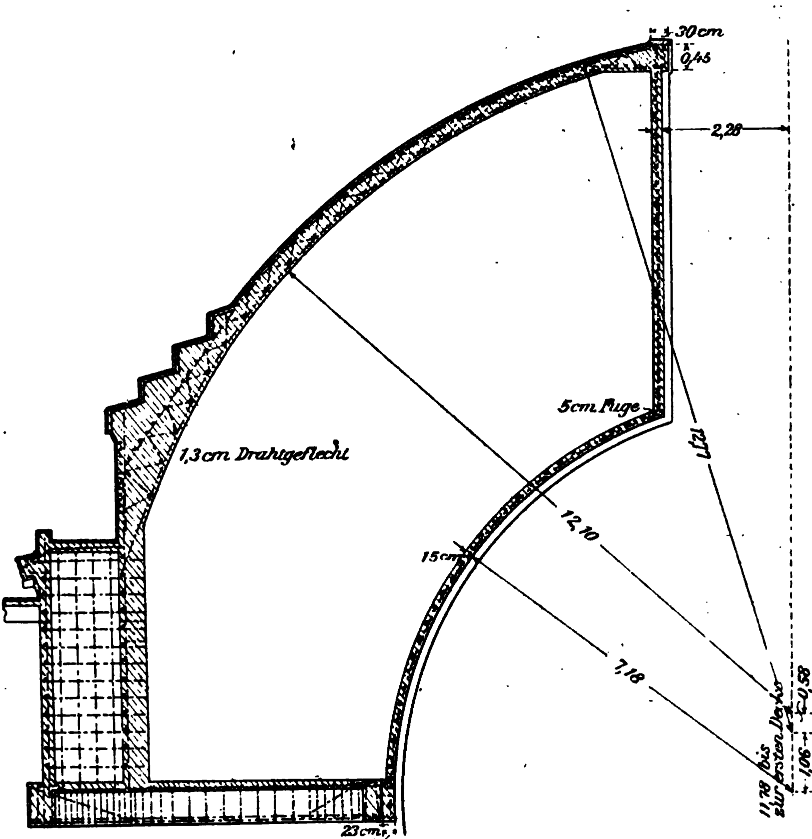


Abb. 105. Kapitol in San Juan, Porto Rico. Teil des Kuppelschnittes mit Bewehrung.

Die Dächer über den Seitenteilen neben dem Kuppelbau werden durch Eisenbetonbalken von 4,77 m Spannweite gebildet.

Die Mischung war bei Beton 1 : 3 : 6, mit Steinschlag nicht über 60 mm Korngröße, bei Eisenbeton 1 : 2 : 4, mit Korngröße von höchstens 25 mm. Die Fassade wurde mit Terrakotten belegt. Der Entwurf stammt von Frank u. Gunwald, New-York.

Kuppel in der Nationalgalerie in London.[1]

Unter den nach dem System Kahn errichteten Eisenbetonkonstruktionen der Londoner Nationalgalerie befindet sich eine Rippenkuppel über achteckigem Grundriß.

[1]) Concrete and Constructional Engineering 1909, Nr. 4.

Ihr Aufbau ist aus dem Grundriß, Abb. 106, und aus Abb. 107 ersichtlich, welche die Ansicht der Kuppel nach Fertigstellung der Rippen darstellt. Die vier in den Diagonalen des Polygons laufenden Rippen sind unten durch einen Fußring aus Rundeisen gefaßt, der die Zugspannungen aufnimmt, oben wird ihr Schub von einem Eisenbetondruckring aufgenommen. Etwa in halber Höhe der Rippen ist noch ein Rundeisenring eingelegt, der die freie Knicklänge verringern soll. Eine kranzförmig um die Kuppel verlaufende Ringfläche bildet den unteren Abschluß der Glaseindeckung, die bis zur Laterne zwischen den Rippen verläuft (vergl. Abb. 108). Die Spannweite der Kuppel beträgt 9,75 m.

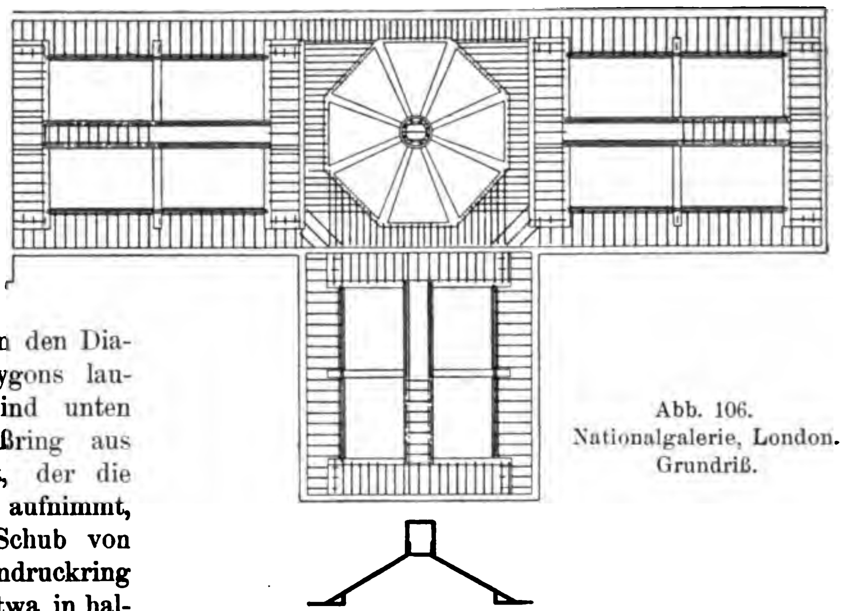


Abb. 106. Nationalgalerie, London. Grundriß.



Abb. 107. Nationalgalerie, London. Kuppel.

Auf vier quadratisch angeordneten Balken 33 × 99 cm ruhen acht kleinere Balken 20 × 53 cm, die ihrerseits die acht Rippen tragen. Diese sind unten 30, oben 20 cm stark. Der Kopfring ist 20 cm stark und 99 cm hoch bei einem inneren Durchmesser von 53 cm. Darauf liegt wieder in Achteckform eine Schwelle von

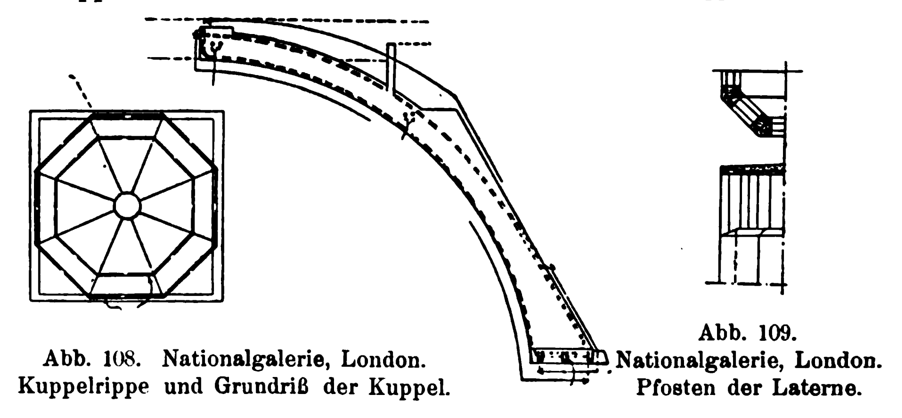


Abb. 108. Nationalgalerie, London. Kuppelrippe und Grundriß der Kuppel.

Abb. 109. Nationalgalerie, London. Pfosten der Laterne.

20×20 cm, die einzelne Pfosten von 53 cm Höhe trägt. Auf einem Schlußring sitzt dann zuletzt eine kleine Kuppel von 10 cm Wandstärke (vergl. Abb. 109 u. 107, ferner die Untersicht in Abb. 110). Die Ausführung der Eisenbetonbauten stammt von der Firma Moss u. Söhne.



Abb. 110. Nationalgalerie, London. Untersicht der Kuppel mit Laternenaufbau.

Heilige Engel-Schule in Buffalo.[1])

Das dreistöckige Schulhaus ist ein Fachwerkbau aus einem Eisenbetongerippe mit Ziegel- und Steinfüllung (Abb. 111), bei dem auch die Decken und Dächer, ein schließlich einer Kuppel über dem quadratischen Mittelbau aus Eisenbeton hergestellt wurden. Der Mittelteil enthält einen großen Versammlungsraum, unter dem sich eine Turnhalle befindet; beide Räume sollten von Stützen frei bleiben. Die erste der beiden großen freitragenden Decken wird durch je vier Hauptbalken von 15,54 m Länge getragen, die sich auf Eisenbetonsäulen an den Wänden stützen. Im unteren Stock ist der Säulenquerschnitt 30×45 cm. Die Hauptbalken sind 30×100 cm, die Zwischenträger von 3,40 m Länge 15×25 cm, die Deckenplatten dazwischen 10 cm stark. Die Eisenbewehrung besteht bei den Unterzügen aus vier Eisen von 35 mm Durchm. und vier Eisen von 32 mm Durchm. im Untergurt und zwei Eisen von 25 mm Durchm. im Ober-



Abb. 111. Heilige Engel-Schule, Buffalo. Eisenbetongerippe der Wände und der Kuppel.

[1]) The Engineering Record 1907, S. 491.

gurt. Die Deckenplatten sind bei den größten Abmessungen von 2,59 × 3,59 m mit Rundeisen von 13 mm Durchm. in 46 cm Abstand bewehrt. In den Zwischenträgern sind zwei 28 mm-Eisen und ein 25 mm-Eisen verlegt, das am Ende über den Hauptbalken hinweg abgebogen ist.

Von den acht Wandsäulen gehen vier durch das nächste Stockwerk in einem Querschnitt von 30 × 40 cm, so daß die nächste Decke nur noch von zwei Hauptbalken von 16,76 m Länge in 6,25 m lichtem Abstand getragen wird. Jeder Unterzug ist 30 cm breit und 1,22 m hoch ohne die 11 cm Deckenstärke. Seine Bewehrung besteht aus 6 R.-E. 44 mm im Untergurt, von denen die Hälfte abgebogen ist, und 2 R.-E. 31 mm im Obergurt. Gegen Abscheren sind zwei Reihen senkrechter Bügel in Entfernungen von 10 bis 46 cm angeordnet. Die Zwischenträger in 2,4 m Abstand haben Längen von 3,19 m bezw. 7,61 m. Ihre größten Abmessungen betragen 20 × 30 cm ohne Deckenstärke, und sie sind unten mit drei 25 mm-Eisen und drei abgebogenen 19 mm-Eisen bewehrt. Alle Eiseneinlagen der Konstruktion sind an den Enden in einem rechten Winkel kurz abgebogen, um besseres Haften im Beton zu erzielen. Die Versammlungshalle geht durch zwei Stockwerke. In der ersten Deckenhöhe ist eine Galerie angeordnet, die auf einer Seite durch eiserne Säulen gestützt wird, auf drei Seiten aber auf Eisenbetonkonsolen ruht. Die Konsolen sind in den tragenden Mauern verankert und an den freien Enden durch einen kleinen unbewehrten Betonbalken verbunden.

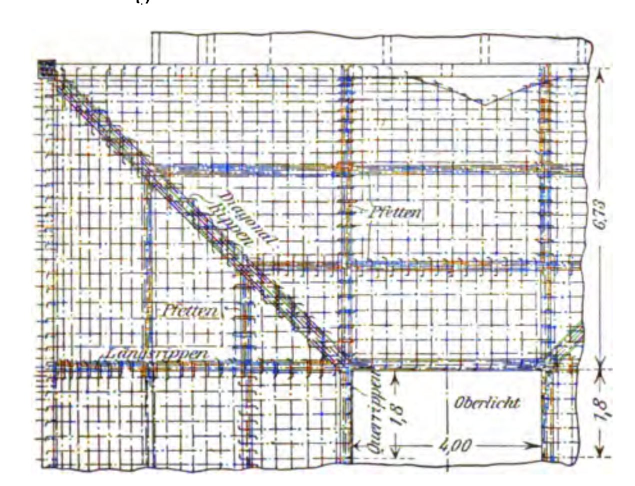


Abb. 112. Heilige Engel-Schule, Buffalo. Grundriß der Kuppel.

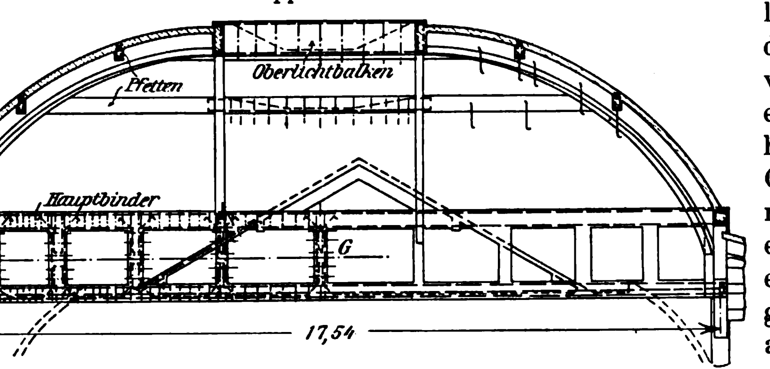


Abb. 113. Heilige Engel-Schule, Buffalo. Querschnitt durch die Kuppel.

Die Mittelhalle ist im Grundriß an drei Seiten offen, daher sind zur Überdeckung mit der Kuppel zunächst die drei Seiten mit großen Eisenbetonbalken überspannt. Es sind dies Balken mit rechteckigen Aussparungen, zwei Gurten und Vertikalen. Auf ihnen liegt die Kuppel mit ihrer Unterkante auf, sie übertragen also die ganze Dachlast auf ihre Auflager, vier Stützen in den Ecken des Raumes. Diese Stützen sind 36 × 36 cm stark und jede mit vier 25 mm-Eisen und vier 22 mm-Eisen bewehrt. Es ist also jede Belastung des Ziegelmauerwerks zwischen den Pfeilern vermieden.

Die vierte Seite wird von der in Kalkstein hergestellten Außenmauer gebildet. Diese Mauer sollte eigentlich die Kuppel auf dieser Seite tragen. Da sich der Aufbau der Mauer aber erheblich verzögerte, baute man, um mit dem Kuppelbau nicht warten zu müssen, zunächst vier Eisenbetonstützen hoch, die die Last der Kuppel hier aufnehmen, und die später in die Mauer eingebaut wurden.

Die Kuppel selbst (vgl. Grundriß, Abb. 112, ferner Abb. 113) baut sich über einem Rechteck auf und besteht so aus vier gekrümmten Flächen, deren Schnittlinien über den Grundrißdiagonalen liegen. Das Tragwerk der Kuppel wird durch eine Anzahl von Rippen gebildet, von denen je ein Paar senkrecht zu den Rechteckseiten läuft. Diese bilden zusammen in der Mitte ein inneres Rechteck, das als Laterne offen gelassen ist. Ferner laufen in den Diagonalen des Grundrisses Tragrippen gegen dieses innere Rechteck. Die Rippen sind durch Pfetten verbunden, die zwei den Außenseiten parallele Rechtecke bilden. Die längs- und querlaufenden Tragrippen sind 30 cm stark, ihr Untergurt ist nach einem Kreis von 6,50 m Radius gekrümmt. Ihre Bewehrung besteht aus zwei 25 mm-Eisen oben, zwei 22 mm-Eisen unten und radial gerichteten Bügeln in der gleichmäßigen Entfernung von 30 cm. Die Diagonalrippen sind etwas stärker bemessen mit 25 cm Breite, 48 bis 91 cm radial gemessener Höhe und einer Bewehrung von vier Eisen zu 35 mm oben, drei Eisen zu 35 mm unten und Bügeln.

Alle Pfetten sind ohne die Dachplatte 15 cm breit und 20 cm hoch mit einer Bewehrung von einem 13 mm Eisen oben und zwei 16 mm Eisen unten. Die Balken des Oberlichtes, gegen welche die Rippen laufen, sind 71 × 20 cm stark.

Die Bewehrung der nach einem äußeren Radius von 10 m gekrümmten Dachhaut besteht aus 8 mm starken horizontalen Eisen in 30 cm Abstand und 6 mm starken gebogenen Eisen rechtwinklig dazu in gleichen Entfernungen. Die 13 cm starke Decke wird aus einer Schicht von 5 cm Kiesbeton und darüber 8 cm Schlackenbeton gebildet, auf welcher die Dachziegel befestigt wurden.

Pläne und Ausführungen der Eisenbetonkonstruktionen stammen von der Baltimore Ferro-Concrete Company.

Herbivora-Gebäude im Zoologischen Garten in Cincinnati.[1])

Das über einem Rechteck von 23,5 × 47,2 m erbaute Gebäude ist in maurischem Stil errichtet und wird von fünf Kuppeln überdeckt. Der Untergrund — fester Lehm — führte zu einer Fundierung mit flacher Fundamentsohle in Eisenbeton. Die Längswände sind zur Aufnahme der Dach- und Kuppelkonstruktionen durch Eisenbetonbalken verbunden, deren Längsbewehrung nach den Auflagern zu unten abgebogen und durch Scherbügel verstärkt ist. Auch alle Mauern und Dächer sind in Eisenbeton ausgeführt.

Bis etwa auf Fundamenttiefe reichen die wasserdicht erbauten Wasserbassins für die Seelöwen und Nilpferde. Als Stützen für die genannten Eisenbetonbalken sind im Inneren achteckige Säulen von 63 cm Seitenlänge aufgeführt mit einer Bewehrung von 8 R.-E. 23 mm Durchm., verbunden durch Eisen von 6,5 mm in 31,4 cm Abstand.

Die Mauern sind 16 cm stark, unter dem Balkenauflager auf 26 cm verstärkt, so daß sie außen pilasterartig, innen säulenartig hervortreten.

Die Betonmischung bestand aus feucht gemischtem Portlandzement, Sand und feinem Kies im Verhältnis 1 : 2 : 4. Die Seitenteile sind flach eingedeckt mit Teeranstrich und Kiesbelag.

[1]) Eng. Record, Bd. 55, Nr. 9 und Eng. News 1908, Nr. 8.

Die Fassade ist bis zu diesen flachen Dächern aufgerauht, oben glatt abgeglichen. Innen ist das Material bemalt.

Der Mittelraum ist durch eine hohe Kuppel, die anschließenden Seitenteile sind durch je zwei flache Kuppeln überdeckt. Die Mittelkuppel hat einen Durchmesser von 7,02 m und erreicht eine Höhe von 20,42 m über dem Boden, die flachen Kuppeln bedecken je einen quadratischen Raum von 7,3 × 7,3 m, ihr Scheitel liegt 11,89 m über dem Boden (Abb. 114).

Die Kuppeln sind berechnet für eine Last von 50 kg für 1 Quadratfuß einschließlich Schnee (504 kg/m²); bei der hohen Mittelkuppel wurde für Wind ein Zuschlag von 15 kg für 1 Quadratfuß angenommen (151 kg/m²).

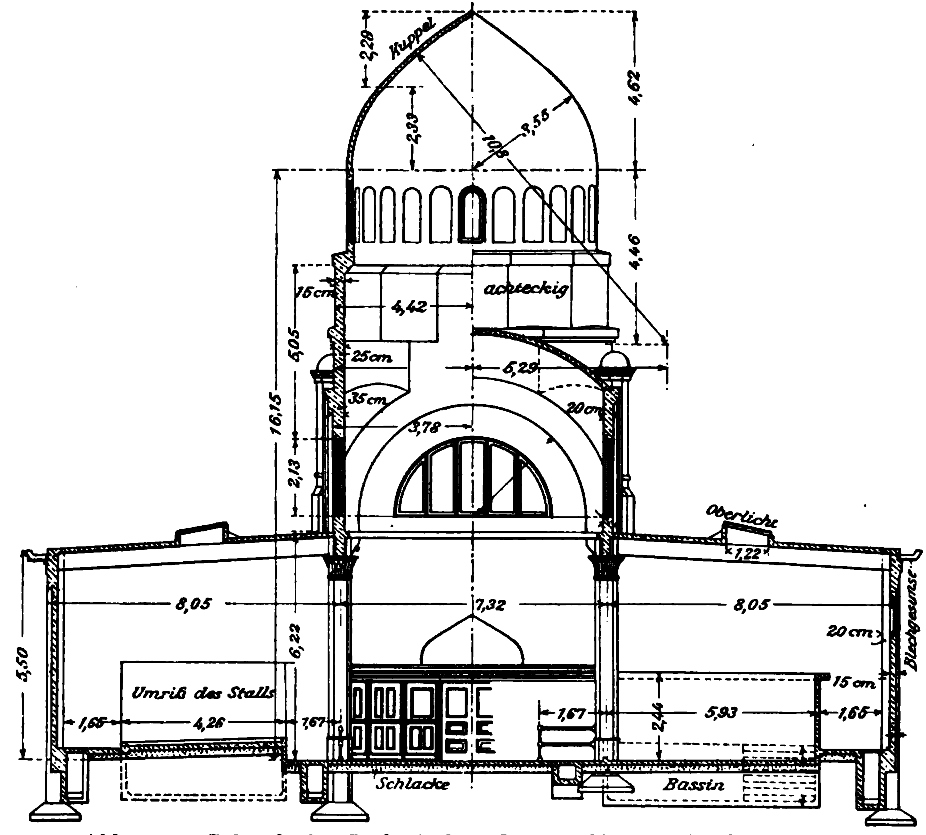


Abb. 114. Gebäude im Zoologischen Garten, Cincinnati. Querschnitt.

Bei der Mittelkuppel besteht die Bewehrung in den Meridianschnitten aus Winkeleisen 50 × 50 × 6, die unten in die Mauern des Turmes unter der Kuppel eingelassen sind (Abb. 115). Weiter oben wird die Hälfte der Winkel von einem Ring gefaßt, die andere Hälfte geht bis zu einem weiteren Ring dicht am Scheitel durch.

Der Fußring besteht aus Eisen 50 × 9,5. Als Ringeisen sind gedrehte Eisen von 13 mm Stärke eingelegt. Das Eisenwerk ist dann mit Streckmetall überzogen. Auf dieses wurde von unten ein zweimaliger Bewurf einer Mischung von Gips, Zement und Sand gebracht, die nach ihrer Erhärtung mit dem Eisen zusammen den in einer Stärke von 10 cm aufgebrachten Beton trug.

Die anderen Kuppeln erheben sich über einem Rechteck und haben einen inneren Radius von 5,1 m (Abb. 116). Die Eisenbetonkonstruktion ist hier dieselbe wie in der

Mittelkuppel, nur fällt hier der Fußring fort. Die Balken, welche die Flachkuppeln tragen, sind so bemessen, daß sie die Schübe aufnehmen, da die Verbindung zwischen Kuppel und Balken durch beiderseits eingebettete Rundeisen hergestellt ist. Im Scheitel sind hier alle Meridianwinkel in einer 6 mm starken quadratischen Platte von 50 cm Seitenlänge durch Bolzen von 13 mm Durchmesser befestigt. Zur wasserdichten Abdeckung wurde der Beton der Kuppeln zunächst außen mit einer Mischung von Zement, Seife und Alaun gestrichen. Der Versuch bewährte sich jedoch durchaus nicht. Nach einigen anderen Proben wurde daher der erste Anstrich wieder entfernt und durch eine Mischung Zement und Sand 1 : 3 ersetzt, welcher die Mischung Medusa der Sandusky Portland Cement Co. zugesetzt wurde. Dieser Anstrich genügte den Anforderungen an die Wasserdichtigkeit. Das von der Collier Bridge Co., Indianapolis errichtete Gebäude erforderte einen Kostenaufwand von rund 147 000 Mark.

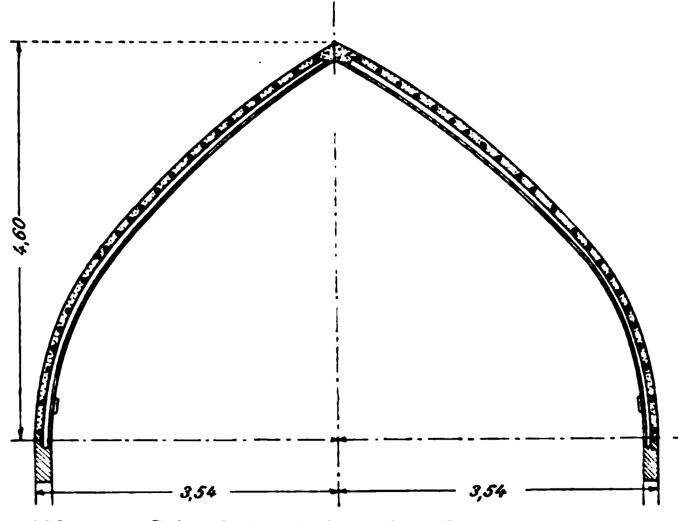


Abb. 115. Gebäude im Zoologischen Garten, Cincinnati. Schnitt durch die hohe Kuppel.

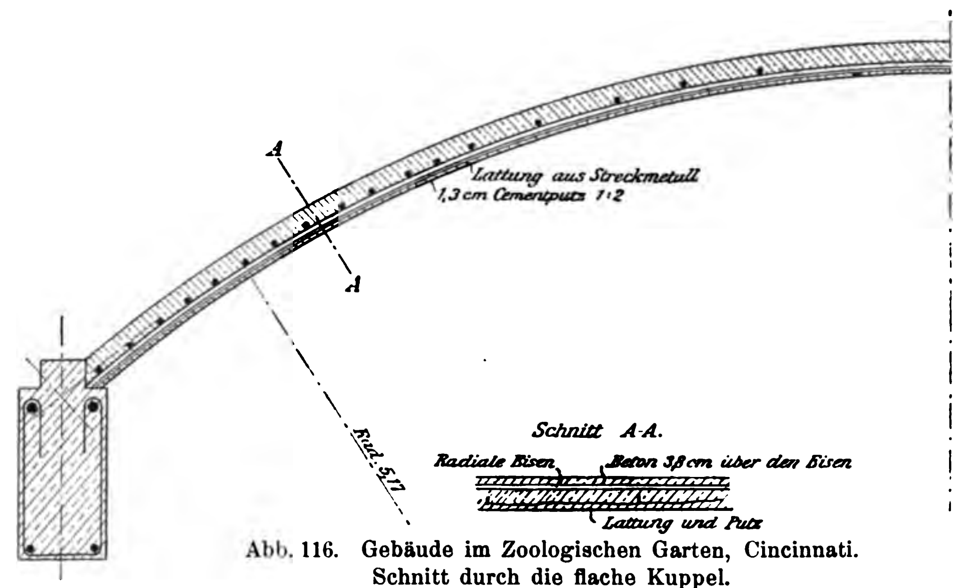


Abb. 116. Gebäude im Zoologischen Garten, Cincinnati. Schnitt durch die flache Kuppel.

Turm am Marlborough Hotel in Atlantic City, N. J.[1])

Bei diesem großen modernen Hotelbau wurde Eisenbeton als Baustoff in umfangreichem Maße angewandt. Außer einigen kleineren Kuppelbauten ist die

[1]) Eng. News LV, 1906, Nr. 10.

Kuppelüberwölbung eines großen Saales im neunten Stockwerk des Hauptturmbaues zu erwähnen. Der Grundriß ist achteckig, und zwar sind, wie Abb. 117 zeigt, in zwei ineinanderliegenden Achtecken zwei Säulenreihen angeordnet. Der Durchmesser

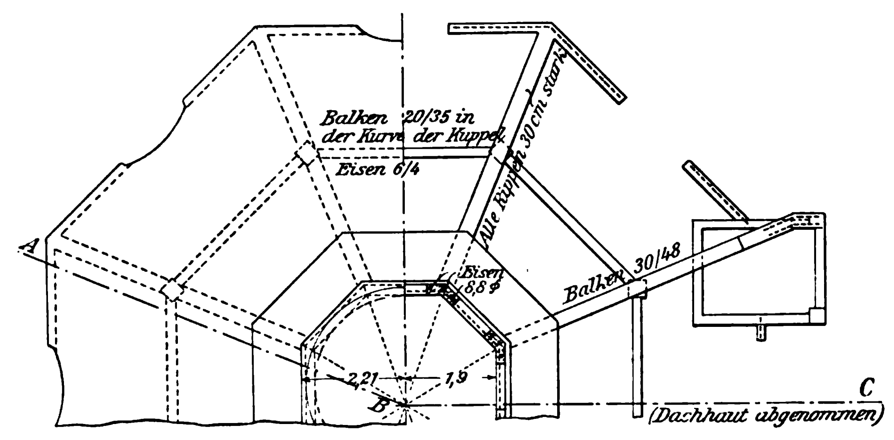


Abb. 117. Marlborough Hotel, Atlantic City. Grundriß der Kuppel.

der Polygone beträgt 19,5 bezw. 16,5 m. Auf der äußeren Säulenreihe erhebt sich der Kuppelfuß, während die inneren Säulen bis zum Schnitt mit den etwa halbkreisförmigen Tragrippen in den Achteckdiagonalen durchgeführt sind. Oben auf den inneren Säulen liegt ein achteckiger Ringbalken, der als Pfette die Dachhaut unter-

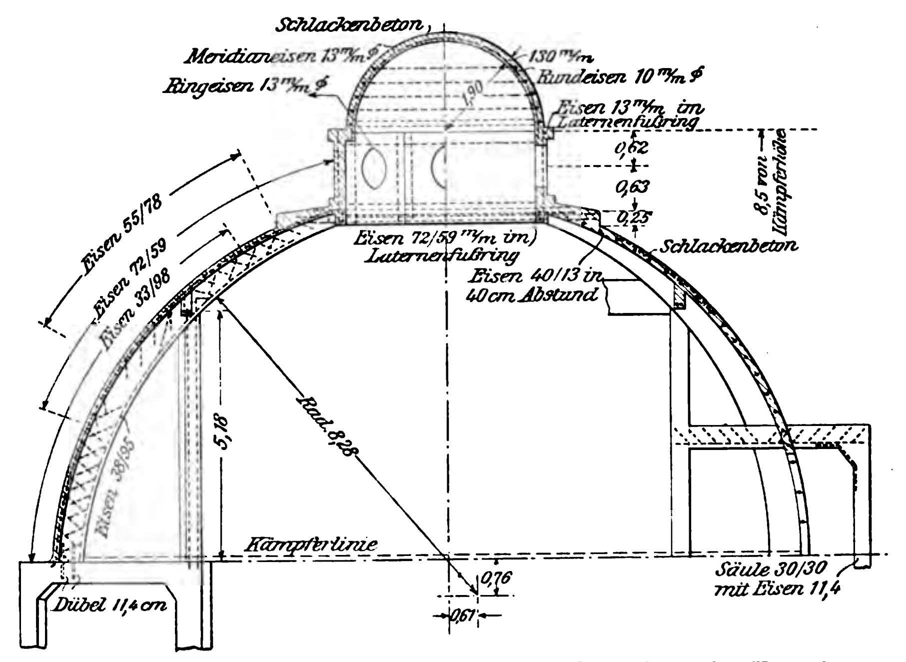


Abb. 118. Marlborough Hotel, Atlantic City. Querschnitt der Kuppel.

stützt. Die Tragrippen laufen oben wieder gegen einen Achteckbalken, der den Fuß des Laternenaufsatzes bildet. Mit einem Durchmesser von 4,26 m erhebt sich 1,8 m darüber die Laternentrommel, die durch eine gleichmäßige Eisenbetonplatte gebildet und von einer Vollkuppel in Halbkugelform überdeckt wird. Die Tragrippen und

Balken sind aus Granitbeton, die Dachhaut ist aus Schlackenbeton hergestellt. Die einzelnen Abmessungen und die Eisenbewehrungen sind aus Abb. 117 u. 118 zu entnehmen. Bei der Kuppelberechung wurden die Sektoren des unteren Kuppelteils als eine Art Strebebogen aufgefaßt, die die Köpfe der inneren Säulen gegen den Horizontalschub des mittleren Teils abstützen.

Sektenkirche in Los Angeles, Kalifornien.[1]

Die Kirche mit ihrer großen Kuppel von etwa 20 m Durchmesser stellt einen der größten amerikanischen Eisenbetonbauten dar. Bemerkenswert bei der Konstruktion ist die Art der Eisenbewehrung. Diese ist so konstruiert und berechnet, daß sie stets das Eigengewicht des Balkens und das der Schalung trägt. Dadurch werden alle Lehrgerüste gespart. Es sind alle tragenden Balken, Decken, Säulen und Dächer aus Eisenbeton hergestellt.

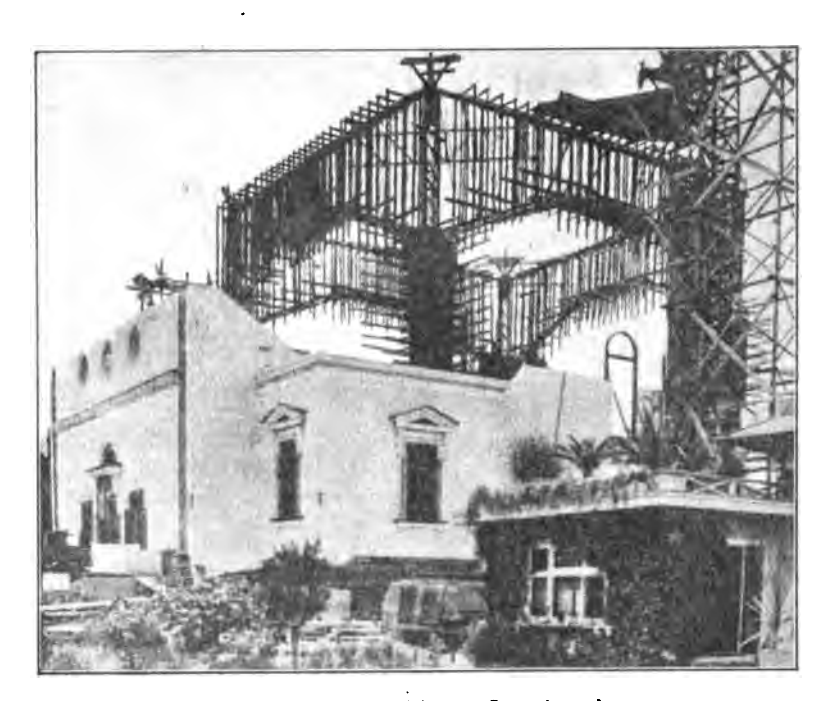


Abb. 119. Sektenkirche, Los Angeles. Säulen und Mauern darüber im Bau.

Eigenartig ist die Stützung der großen Kuppel, deren gesamte Last auf vier Säulen übertragen wird. Diese vier Säulen werden durch vier im Grundriß quadratisch angeordnete massige Eisenbetonbalken verbunden. Die Eisenbetonbalken sind 20,7 m freitragende Wände von 6 m Höhe an den Auflagern und 3 m Höhe in der Mitte; sie sind 41 cm stark. Jede Wand hat ein Gewicht von 350 t aufzunehmen.

Die Bewehrung ist entworfen nach dem Patent Lund-Martin. Sie besteht aus einem leichten Eisenbalken aus Winkel- und Flacheisen und ist so bemessen, daß sie das Gewicht der Schalung und des feuchten Eisenbetons trägt. Dazu kommt eine obere und untere Bewehrung zur Aufnahme der Spannungen, die nach dem Setzen des Betons von der Auflast herrühren. Sie besteht unten aus 12 gedrehten Eisen von je 9,67 cm², oben aus 6 solchen von 9,67 cm².

Die vier Säulen unter den Mauerbalken haben einen Querschnitt von 71 × 122 cm und eine säulenartige Bewehrung von vier Winkeleisen 89 × 89 × 9,5 in den Ecken, vergittert durch Flacheisen 64 × 6 und Konsolwinkel oben und unten.

Auf den so gestützten vier Tragbalken ruhen, übereck gelagert, vier weitere kleinere Balken, auf welchen wieder acht Balken ein Polygon bilden zur Aufnahme

[1] Concrete Engineering, Dezember 1908.

des kreisrunden untersten Kuppelrings. Dieser Ring ist außen mit gedrehten Eisen von 54,8 cm² bewehrt zur Aufnahme des Horizontalschubes. Auf ihm stehen 32 Säulen, die oben durch den eigentlichen Fußring der Kuppel, einen kreisrunden Balken mit einer Bewehrung von vier gedrehten Eisen zu je 6,4 cm² verbunden sind. Darüber wölbt sich die Vollkuppel in einer Stärke von 20,3 cm am Fuß und 10,15 cm im Scheitel. Die Bewehrung dieser Kuppel besteht aus Meridianeisen und Ringeisen von 3,2 cm². Abb. 119 zeigt das Eisengerippe der Säulen und der vier großen Mauerbalken darüber.



Abb. 120. Sektenkirche, Los Angeles. Kuppellehrgerüst mit hölzernem Stützturm.

Die hölzernen Tragbalken für die Einschalung der Kuppel ruhen mit den Enden auf ausgekragten Betonkonsolen, in der Mitte auf einem Holzturm, der von der Hauptdecke des Kirchenraums aus hochgebaut ist (vergl. Abb. 120). Die Holzbalken haben Keilunterlagen, die eine Senkung um 10 cm gestatten. Von der Größe und Masse der Kuppelkonstruktion mit ihren vier stützenden Mauerbalken gibt das Gesamtgewicht eine Vorstellung, das zu 1500 t angegeben wird. Der Kuppelscheitel liegt 39 m über Straßenoberkante. Der Bau hat insgesamt rund 105 000 Mark gekostet. Der Raum faßt 1200 Zuhörer.



Abb. 121. Sektenkirche, Los Angeles. Fertige Kuppel.

Der von Ingenieur A. C. Martin entworfene Kirchenbau ist von der Firma E. J. Kubach Co. ausgeführt.

Die Friedrichstraßenpassage in Berlin.[1]

Die Kuppelhalle des Berliner Passagekaufhauses ist konstruiert und berechnet von Professor S. Müller in Charlottenburg, ausgeführt von der Firma M. Czarnikow u. Co. in Berlin.

Nach dem Grundgedanken, der diesem modernen Kaufhause zugrunde liegt, bildet die Passage den für einen großen Verkehr berechneten Mittelpunkt des be-

[1]) Armierter Beton 1909, Heft 4 bis 6. — Zeitschr. f. Bauw. 1909, Heft I bis III.

deutenden Bauwerks und in ihr die Kuppelhalle wiederum den monumentalen Hauptteil (vergl. Abb. 122). Ihrem Zweck entsprechend ist die Halle daher großzügig angelegt und auf eine hervorragende architektonische Raumwirkung berechnet. Die architektonische Formgebung lag in den Händen von Baurat F. Ahrens, Berlin.

Weitere Bedingungen für die Raum gestaltung der Kuppel ergab ihre Lage im Grundriß. Sie ist durch fünf Stock werke von Verkaufsräumen umgeben, die ihr Licht von der Halle aus erhalten und auch im Erdgeschoß eine Auflösung des Baues in schmale Pfeiler nötig machten. Die Kuppel ruht also auf einer Reihe von Pfeilern, von denen vier schwere Portalpfeiler die Eingänge der Passage flankieren und zusammen fast die Hälfte der Kuppellast aufnehmen, während zwischen ihnen zwölf weitere Pfeiler in 4,44 m Achsabstand mit der geringen verfügbaren Breite von je 1,20 m angeordnet sind (vergl. Abb. 123). Ueber dem fünften Stockwerk beginnt die Kuppelwölbung. Der Forderung möglichst großen Lichteinfalls mußte durch tunlichst beschränkte Abmessungen der tragenden Glieder genügt werden. Das Tragwerk wird durch zwanzig Meridianrippen und vier Horizontalringe gebildet, je einen Fuß- und Kopfring und zwei Zwischenringe.

Bei dieser Anordnung ist es dem Konstrukteur gelungen, die Hälfte der gesamten Kuppeloberfläche, rund gleich der Grundrißfläche, als Lichtfläche mit Glasdeckung auszubilden.

Über der Kuppel erhebt sich noch 7,75 m bis zur Höhe von 46 m über dem Fundament eine Laterne (vergl. Abb. 26).

Da die Kuppel eine Spannweite von rund 30 m besitzt, so gehört sie zu den größten vorhandenen Massivkuppeln; unter den bisher ausgeführten Rippenkuppeln in Eisenbeton ist sie die größte.

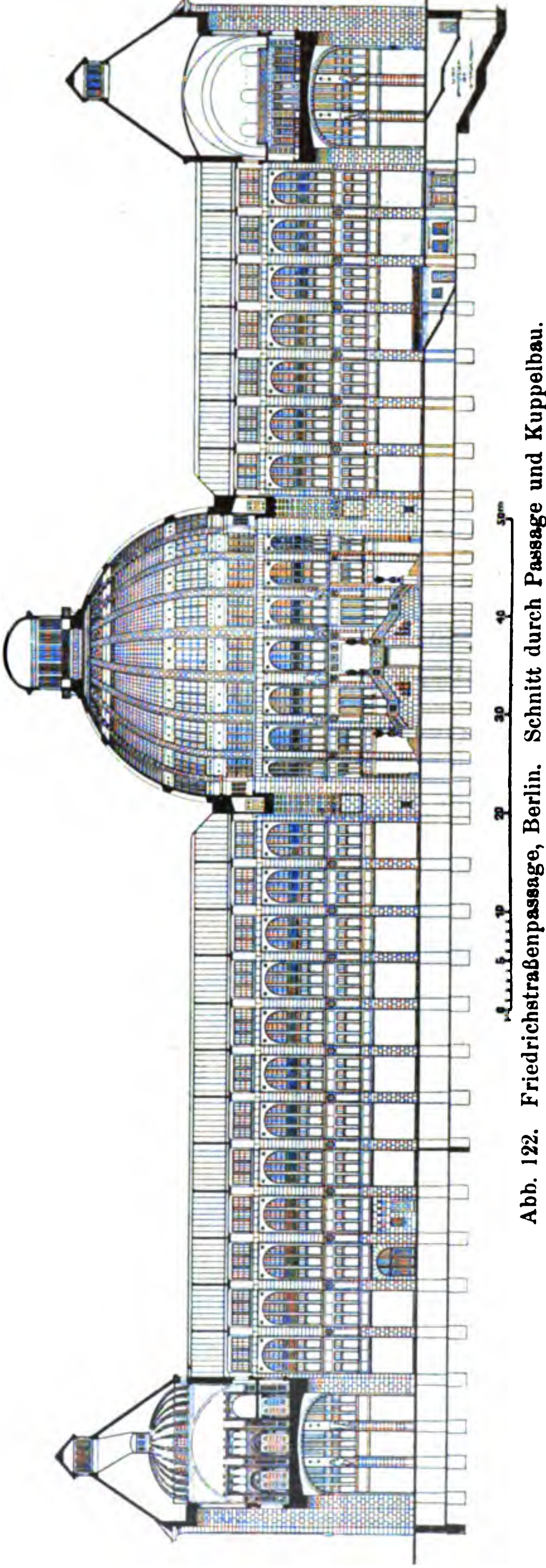


Abb. 122. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Schnitt durch Passage und Kuppelbau.

Für die Wahl des Baustoffs, Eisenbeton oder Eisen, war maßgebend zunächst die zum Lichteinfall nötige Auflösung des Tragwerks in möglichst wenige, schmale Teile, ferner eine für die architektonische Wirkung erwünschte, einfache und ruhige Linienführung, die bei Eisenkonstruktion nicht erreichbar war, sowie möglichst große Feuersicherheit und geringe Unterhaltungskosten. Alles dies sprach für die Wahl von Eisenbeton. Hierbei ergab sich dann noch der weitere Vorteil, daß der gesamte Hallenbau aus einem einheitlichen, also auch statisch zusammenwirkenden Material hergestellt wurde, da für den Unterbau, die Säulen, der geringen verfügbaren Quer-

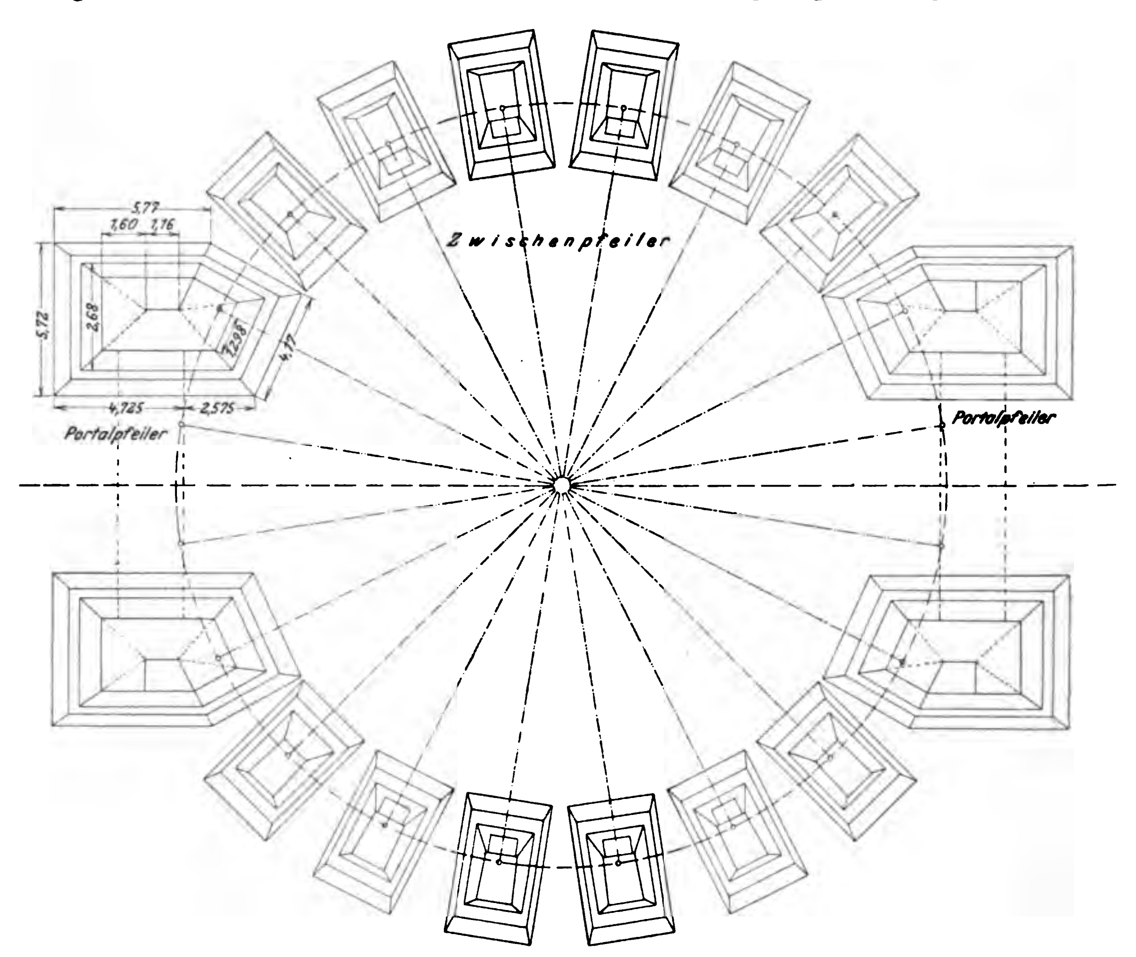


Abb. 123. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Pfeilergrundriß des Kuppelbaues.

schnittsabmessungen wegen nur Eisenbeton in Frage kam; bei der verfügbaren Breite von 1,20 m hatte eine Versuchsrechnung für Pfeiler in Mauerwerk eine Tiefe von über 3 m ergeben, in Eisenbeton wurde eine Tiefe von 1,30 m bei gleicher Breite ausgeführt. So bringt das Bauwerk den praktischen Beweis, daß sich unter manchen Umständen auch für Monumentalbauten Eisenbeton nicht nur als brauchbares, sondern als einzig geeignetes Baumaterial erweist.

Bei dem Gesamtbau ist zu unterscheiden der Oberbau — Kuppel mit Glaseindeckung und Laterne — und der Unterbau — Pfeiler und Fundamente —. Die Pfeiler sind oben durch einen Kranzring zur Aufnahme der Kuppel verbunden, in

ihm bilden die Portalrippenträger ein besonderes Glied. Schwere Eisenbetonstürze über den beiden Passageportalen haben je zwei auf sie entfallende Kuppelrippen aufzunehmen.

Die Pfeiler tragen das Gewicht des Kuppelüberbaues, die Auflasten der anschließenden Decken und ihr Eigengewicht, zusammen 8250 t, die sich wie folgt zusammensetzen:

Laterne	22 t
20 Kuppelrippen . .	525 „
4 Kuppelrippen . .	105 „
Ringe	160 „
Glaseindeckung . . .	38 „
Deckenlasten . . .	3100 „
Pfeilereigengewicht .	4400 „

Die Lasten verteilen sich auf die vier Portalpfeiler und die zwölf Zwischenpfeiler, die bei einer durchgehenden Breite von 1,20 m unten eine Tiefe von 1,30 m, im Dachgeschoß 0,70 m Tiefe aufweisen (vergl. Abb. 124). Ihre Länge beträgt 20,25 m.

Bei einer gesamten Fundamentfläche aller Pfeiler von 364 m² ergibt sich unter Annahme gleichmäßiger Druckverteilung eine Bodenpressung von 2,27 kg/cm².

Für die statische Untersuchung war eine untere Einspannung der Pfeiler angenommen, es mußte daher für ausreichende Verbindung von Pfeiler und Fundament gesorgt werden. Des Grundwassers wegen stand für die Fundamentplatte nur die sehr geringe Höhe von 80 cm zur Verfügung (vergl. Abb. 125). Die dadurch entstehenden großen Schub- und Haftspannungen und die durch die weiten Ausladungen bedingten Zugspannungen werden durch vier Lagen 8 mm-Eisen aufgenommen. Die Platte wurde in der schraffierten Form für sich hergestellt; um nun eine sichere Einspannung des Pfeilers zu erzielen, wurde eine besondere Konstruktion, ein „Einspannkorb“ gewählt. Er besteht aus strahlenförmig nach den Rechteckseiten auslaufenden schrägen 20 mm-Eisen mit horizontalen Abbiegungen (vergl. Abb. 126). Querverbindungen sind durch 8 mm-Eisen in 30 bis 35 cm Abstand hergestellt. Der Richtung der Korbeisen folgt der schräge Übergang des Pfeilers in das Fundament, so daß hierdurch eine einwandfreie Einspannung gesichert scheint.

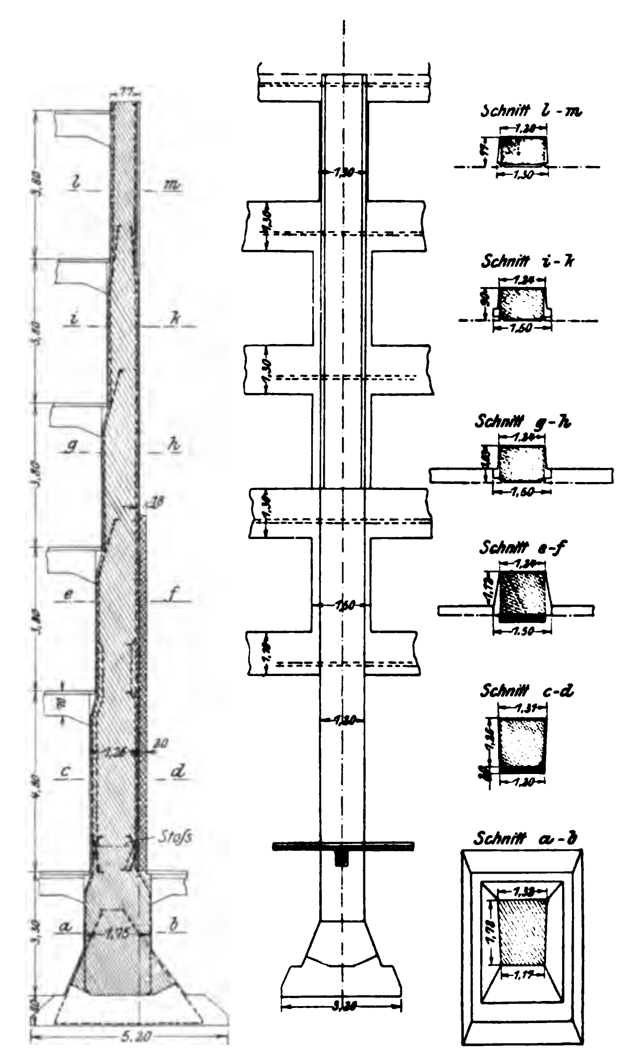
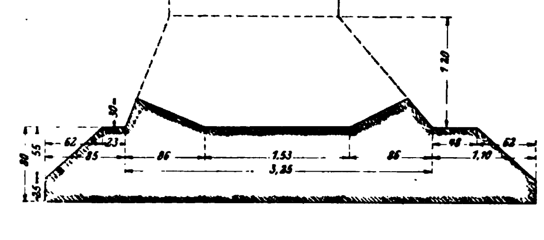


Abb. 124. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Zwischenpfeiler.

Die Längseisen der Pfeiler beginnen erst über der Fundamentplatte, also in der Verbreiterung.

Für die Pfeilerberechnung wurden durch ungünstige Zusammenstellung der möglichen Spannungszustände — durch Eigengewicht, Wind und Temperaturwirkungen — die größten Normalkräfte, Biegungsmomente und Horizontalkräfte ermittelt und danach die Spannungen nach den ministeriellen Vorschriften berechnet.



Dabei ergaben sich die größten Spannungen für Betondruck an den Innenseiten der Pfeiler. Es wurde daher eine innere Leibung von 35 cm Breite in einer Mischung 1 : 3 mit Zusatz von Granitschutt hergestellt, während die übrigen Teile in 1 : 4 errichtet sind. Der ersten Mischung wurde eine Druckfestigkeit von 350 kg/cm², der zweiten eine solche von 250 kg/cm² zugrunde gelegt. Eine vollständige Ausnutzung der zulässigen Materialbeanspruchung wurde dadurch erreicht, daß die Spannung infolge exzentrischer Druckbeanspruchung zerlegt wurde in eine Spannung σ durch zentrischen Druck, bei

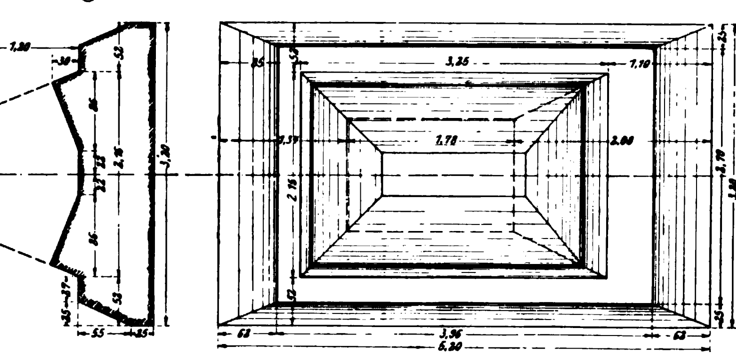
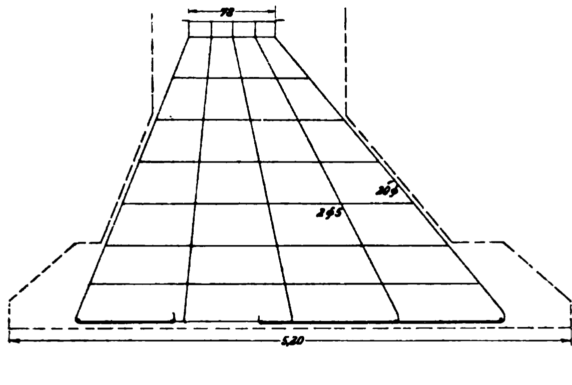


Abb. 125. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Pfeilerfundament.



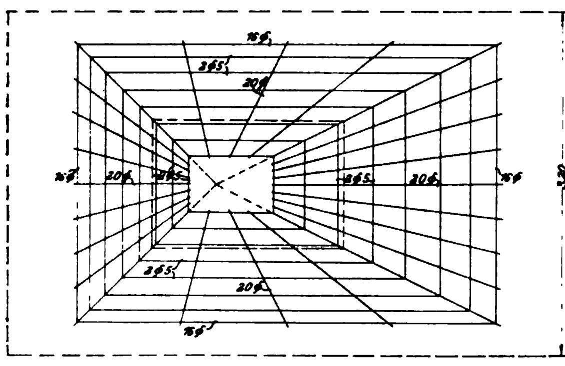
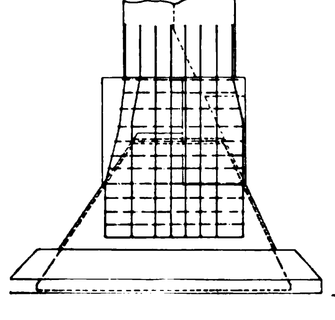
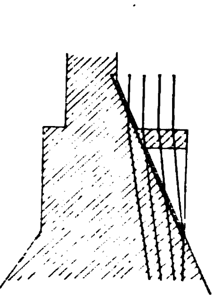


Abb. 126. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Einspannkorb in den Pfeilerfundamenten.





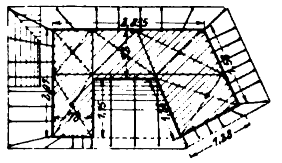


Abb. 127. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Portalpfeiler.

der zehnfache Sicherheit gefordert ist, und eine Biegungsspannung σ_b infolge der Exzentrizität, bei der fünffache Sicherheit verlangt wird. Bleibt dann $\sigma = 10\,\sigma_d + 5\,\sigma_b$ stets unter der Druckfestigkeit, so ist der geforderte Sicherheitsgrad vorhanden.

Die Eiseneinlagen der Pfeilerquerschnitte wachsen von 95 cm² im Keller bis 100 cm² im ersten Obergeschoß und nehmen nach oben wieder ab auf 80 cm² im

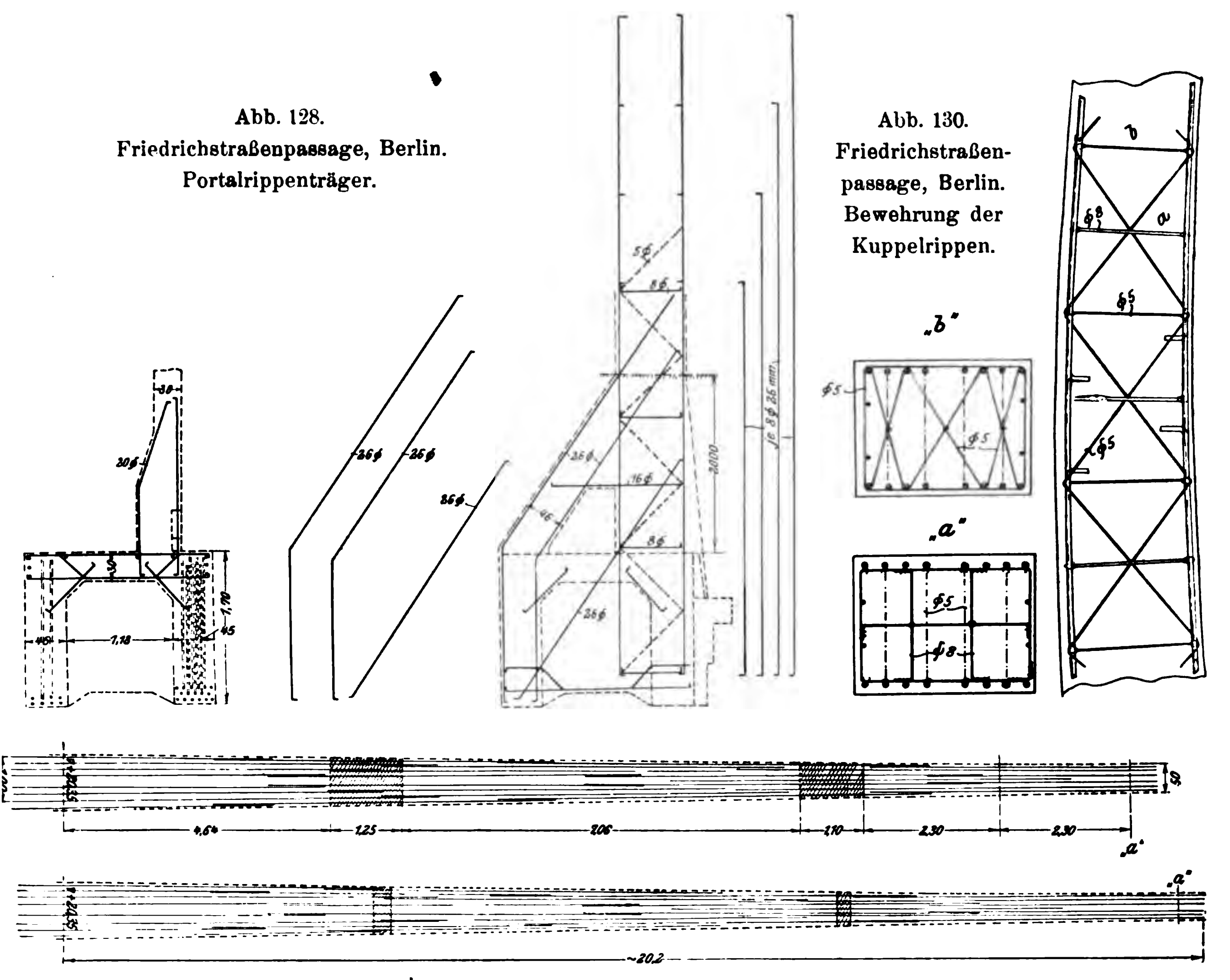


Abb. 128. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Portalrippenträger.

Abb. 130. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Bewehrung der Kuppelrippen.

Abb. 129. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Bewehrung der Kuppelrippen.

Dachgeschoß; sie betragen 1,7 bis 2,5 vH. des Querschnitts. Querverbindungen sind durch 7 mm-Rundeisen in 25 cm Abstand geschaffen.

Die Längseisen der auf den Pfeilern ruhenden Deckenunterzüge wurden 30 cm in die Pfeiler eingelassen.

Die Portalpfeiler sind abweichend konstruiert, da sie so viel Querschnitt erhalten konnten, daß eine Bewehrung theoretisch nicht erforderlich war; die gewählte Bewehrung ist daher dort sehr gering bemessen. Der Pfeilerquerschnitt hat **[**-Form (vergl. Abb. 127).

Eine starke Konstruktion erforderte der Träger über den Portalen, der zwei Kuppelrippen abfängt. Er hat einen kastenförmigen, unten offenen Querschnitt er-

halten (vergl. Abb. 128). Beide Tragwände haben eine starke Bewehrung; es liegen im Zuggurt der inneren Wand 17 Rundeisen zu 32 mm Durchmesser in drei Reihen übereinander. An den Auflagerstellen der Kuppelrippen sind beide Tragwände

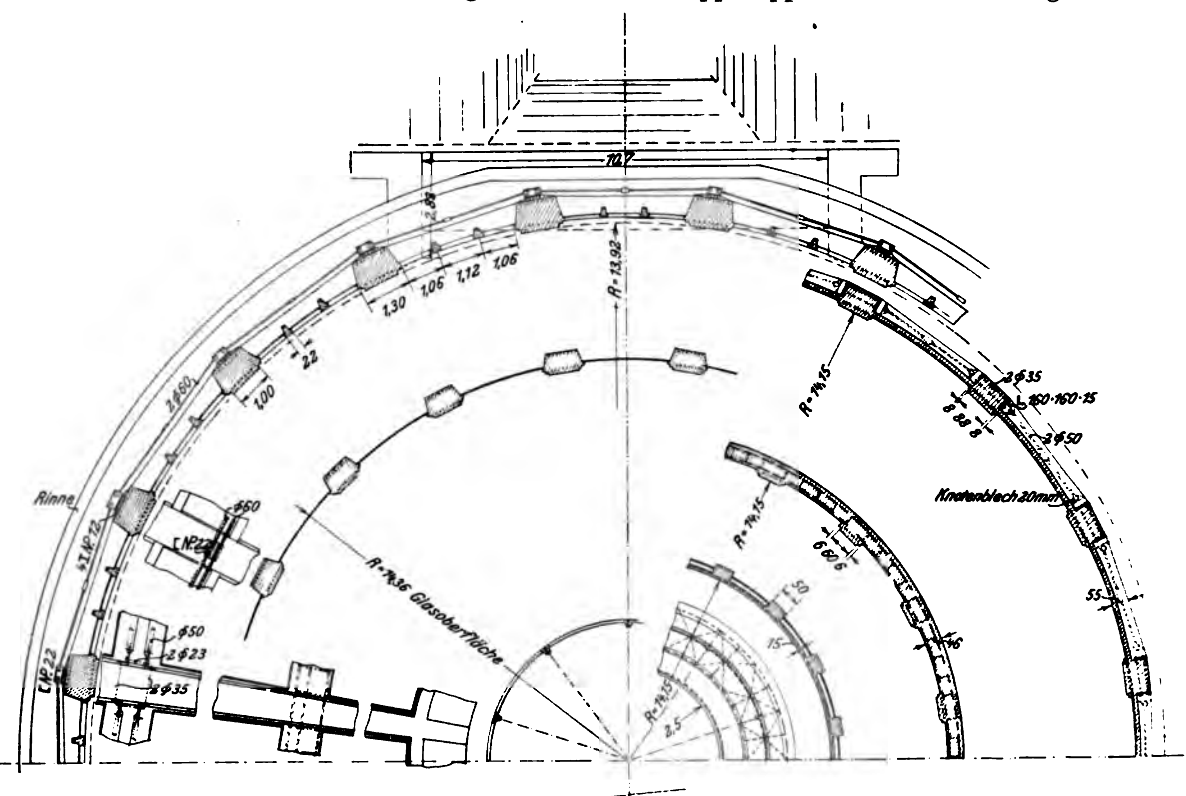
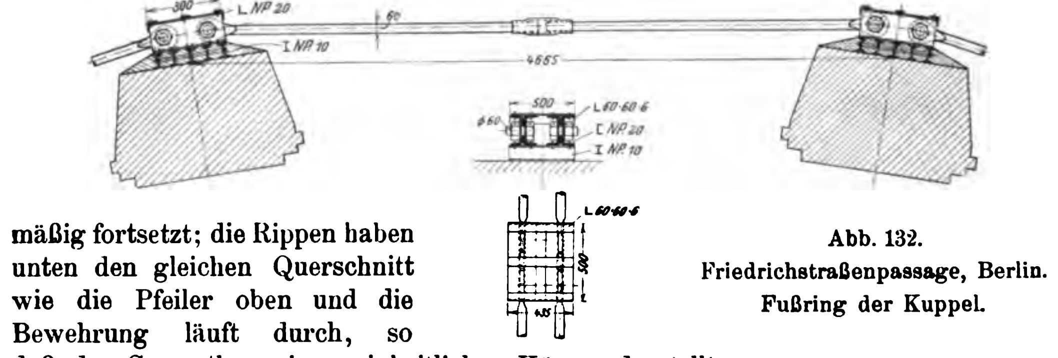


Abb. 131. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Halber Kuppelgrundriß mit Ringen und Rippen.

durch eine Querwand verbunden. Die Einspannung der Rippe ist dort durch einen schrägen, bewehrten Übergang gesichert (vergl. Abb. 128).

Über den Portalrippenträgern liegt der Kuppelfußring, der allein den Übergang vom Unterbau zum Oberbau andeutet, da im übrigen die Konstruktion sich gleich-



mäßig fortsetzt; die Rippen haben unten den gleichen Querschnitt wie die Pfeiler oben und die Bewehrung läuft durch, so daß der Gesamtbau einen einheitlichen Körper darstellt.

Abb. 132. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Fußring der Kuppel.

Die 20 m langen Rippen haben am Fuß einen Querschnitt 100 × 70 cm, der bis zum Scheitel auf 70 × 40 cm abnimmt. Die so auf die 20 Rippen entfallende Betonmasse würde, gleichmäßig auf die Kuppeloberfläche verteilt, eine Wandstärke von

17 cm ergeben, die etwa der Stärke einer Vollkuppel über dieser Spannweite entsprechen dürfte. Die Bewehrung der Rippen ist aus den Abb. 129 u. 130 zu ersehen. Außer den Ringeisen sind zur Querverbindung noch vier durchlaufende Diagonalzüge aus 5 mm-Eisen vorgesehen.

Der Fußring, der als Zugring auszubilden war, mußte für die Rippenkuppel ein Polygon von 20 Ecken werden. Um die Rippen von den Zugdehnungen des Fußringes freizuhalten, wurde der Ring als besondere, unabhängige Eisenkonstruktion ausgebildet (vergl. Abb. 131).

Abb. 132 zeigt die Einzelheiten der Konstruktion.

Die 60 mm starken Rundeisen, die als Zugstange dienen, sind alle einzeln durch Spannkörper anzuziehen. Ihre Enden bilden flache Augen, die mit Bolzen in dem durch vergitterte ⊏-Eisen gebildeten Lagerkasten befestigt sind. Die Unterlage des Kastens bildet ein

Abb. 133. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Kopfring und Laterne.

im Beton gelagerter Rost von I-Eisen N.-P. 10. Der erste Zwischenring ist ebenfalls ein Zugring, hat aber auch noch Eigengewicht und Windlast des Glasfeldes zu tragen. Es wurde daher ein Plattenbalken aus Eisenbeton und ein Zugring aus zwei 50 mm-Rundeisen angeordnet. Beide Konstruktionen sind voneinander unabhängig, so daß der Eisenring die Zugankerspannungen aufnimmt, der Balken mit

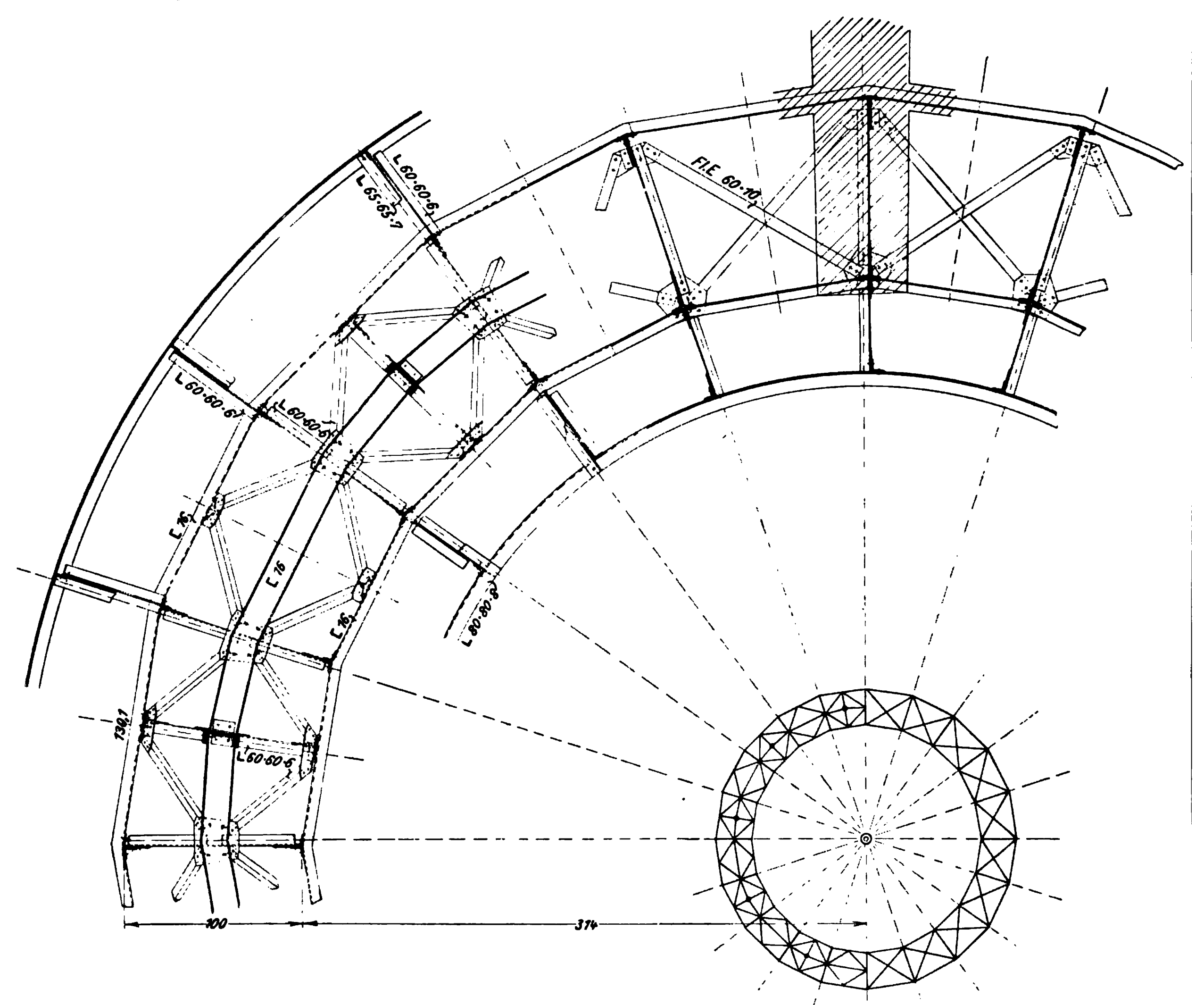


Abb. 134. Friedrichstraßenpassage, Berlin.
Aufsicht auf den Kopfring. — System und Konstruktion.

seiner Bewehrung in Steg und Platte die Biegungsspannungen bei Übertragung der Lasten auf die Rippen erleidet. Die Rundeisen liegen zu beiden Seiten des Steges und sind dort, wo Steg und Flansch durch schräge Verbindungen verstärkt sind, durch Schlitze in diesen Rippen hindurchgeführt.

Die beiden oberen Ringe sind als Druckringe ausgebildet. Der zweite Zwischenring ist als massiver Betonbalken von dreieckigem Querschnitt konstruiert. Er hat steife Eiseneinlagen aus ⊥- und L-Profilen, die so bemessen sind, daß sie die Druckbeanspruchungen allein aufnehmen. Die Querschnittsform des Ringes ergab sich teils

durch architektonische Forderungen, teils durch Rücksicht auf die Abwässerung. Zur Durchführung der Rippenbewehrung durch diesen Ring wurden teils die ⊥-Eisen des Ringes durchbohrt, teils wurden sie durch Einschnitte in angenieteten Laschen geführt.

Der Kopfring sollte, um ungünstige Beanspruchungen der Rippen zu verhindern, möglichst leicht ausgebildet werden; er hat außer den vertikalen Lasten der Laterne

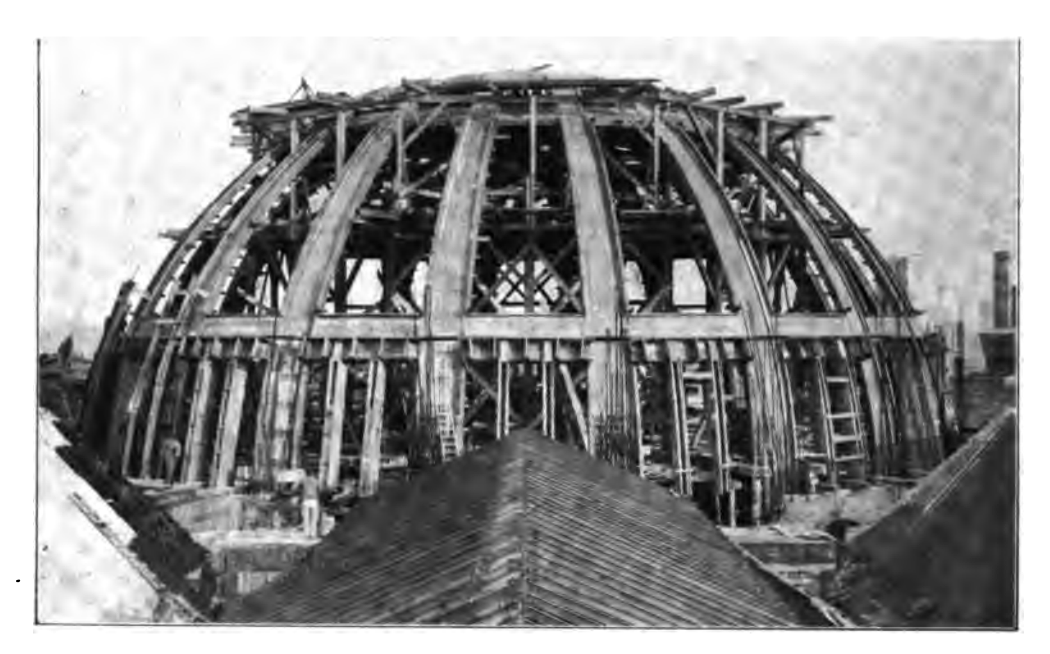


Abb. 135. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Rippenkuppel im Bau.

horizontale Kräfte der Rippen aufzunehmen. Er ist in Eisenkonstruktion als räumliches Fachwerk von gleichseitigem Dreieckquerschnitt hergestellt, wie Abb. 133 zeigt. Die Gurteisen an den drei Kanten sind [-Eisen, die in Beton gebettet sind. In den drei Seitenflächen sind Diagonalverbände aus L-Eisen hergestellt; die Außenwand ist durch Beton geschlossen. Außen wie innen in der Laterne ist ein Rundgang geschaffen durch Konsolen, die von der Kopfringkonstruktion ausgehen. Innen ist durch eine profilierte Rabitzverkleidung der Abschluß der Rippen gebildet. In dem nach oben offen liegenden oberen ⊔-Eisen des Ringes ist das senkrechte [-Eisen des Laternenpfostens durch Winkellaschen befestigt. Abb. 134 veranschaulicht durch die Aufsicht die Ringkonstruktion.



Abb. 136. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Ausgeschalte Rippen.

Die Laternentrommel und die Flachkuppel über ihr wird durch ⊏-Eisenstiele gebildet, die nach dem Scheitel zusammengeführt und dort an zwei Bleche angeschlossen sind. Zwischen den Pfeilern sind Fenster, zwischen den Eisenrippen der



Abb. 137. Friedrichstraßenpassage, Berlin.
Innenansicht des Kuppelraumes.

Kuppel am unteren Flansche eine Eisenbetonhaut, am oberen eine bleigedeckte Holzverschalung angebracht.

Äußerer und innerer Umgang sind durch Türen verbunden, zum äußeren Umgang führen zwei Treppen auf den Kuppelrippen.

Die Abb. 135 u. 136 zeigen den fortschreitenden Bauvorgang bei der Rippenkuppel. Abb. 137 u. 138 geben einen Einblick in den fertigen Bau.

Man erkennt, daß durch die Eigenart der Konstruktion und wohl besonders durch die Wahl des Baustoffs der Zweck des Kuppelbaues erreicht ist, nämlich einen

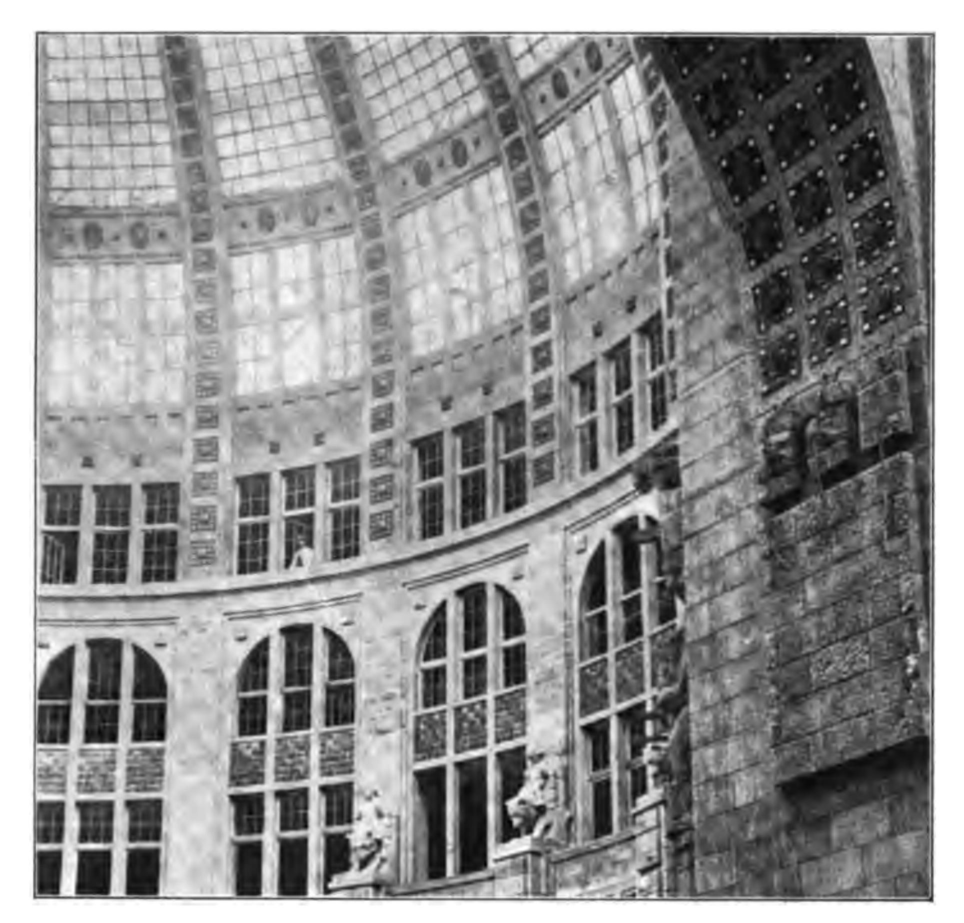


Abb. 138. Friedrichstraßenpassage, Berlin. Teil des Kuppelinnern.

Mittelpunkt für den Gesamtbau zu schaffen, dessen gewaltige Größe aus der etwa 700 000 Mark betragenden Bausumme zu ermessen ist.

Literatur.

Zeitschriften:

Zeitschrift für Bauwesen.
Zentralblatt der Bauverwaltung.
Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau.
Beton u. Eisen.
Armierter Beton.
Eisenbeton.
Engineering News.
Engineering Record.
Concrete Engineering.
Concrete and Constructional Engineering.
Béton armé.

Werke:

Foeppl, Theorie der Gewölbe, Leipzig 1881.
Wittmann, Statik der Hochbaukonstruktionen, Teil I, Berlin 1879.
Autenrieth, Die statische Berechnung der Kuppelgewölbe, Berlin 1894.
Heinzerling, Der Eisenhochbau der Gegenwart, Heft III, Leipzig 1889.

